

Miguel Bravo Bagorro

**Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do *campus* da FCT/UNL**

**Lisboa**

**2009**



**UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**  
**Faculdade de Ciências e Tecnologia**  
**Departamento de Engenharia Civil**

**Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do *campus* da FCT/UNL**

Miguel Bravo Bagorro

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Dra. Zuzana Dimitrovová

Co-Orientador: Dr. João Rocha de Almeida

Lisboa

2009



## **AGRADECIMENTOS**

A elaboração da dissertação teve o contributo de diversas pessoas que, de uma forma directa ou indirecta, me ajudaram e apoiaram e a quem quero expressar os meus profundos agradecimentos.

À professora Zuzana Dimitrovová, pela orientação, disponibilidade, tempo dispendido e apoio que sempre me prestou.

Ao professor João Rocha de Almeida, co-orientador da dissertação, pela enorme ajuda que me deu, todo o apoio técnico e permanente disponibilidade.

A todos os professores que contribuíram para a tese, através do esclarecimento de dúvidas ou fornecimento de documentos.

Aos meus amigos, pelo apoio incondicional, pelos incentivos, companheirismo e motivação que me transmitiram. Obrigado pela vossa amizade.

Por fim, a minha imensa gratidão à minha família, em especial aos meus pais e à Filipa, por tudo.



## RESUMO

A população mundial tem lidado desde a antiguidade com os movimentos da crosta terrestre, expondo as deficiências das suas construções na resposta à acção sísmica. Os sucessivos eventos sísmicos, muitas vezes catastróficos para as populações, conduziram a um crescente estudo deste tipo de fenómenos, originando estudos que melhoraram e aperfeiçoaram o conhecimento das técnicas de dimensionamento sísmico e consequentemente as soluções construtivas utilizadas.

Está em curso na Europa a transição de regulamentos de dimensionamento sísmico. Em Portugal, o Eurocódigo 8 substituirá o Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes, actualmente em vigor. Neste trabalho, efectua-se uma comparação dos pontos mais importantes do projecto sismo-resistente nos dois regulamentos através da análise de um edifício.

Com base numa análise dinâmica linear, são calculados os esforços nos elementos da estrutura e efectuadas as verificações de segurança segundo os dois regulamentos.

Estudam-se ainda soluções de reforço estrutural, verificando a sua segurança de acordo com o Eurocódigo 2.

Palavras-chave: Eurocódigo 8, Regulamento de Segurança e Acções; Estruturas; Acção sísmica; Análise dinâmica linear; Reforço.





## ABSTRACT

The world's population has been dealing with the Earth's crust movements since ancient times. These movements have exposed the weaknesses of buildings in response to the seismic action. Consecutive seismic events, often catastrophic for populations, have led to a growing study of this type of phenomenon. Several studies have been carried out, aiming to improve and perfect the knowledge of seismic dimensioning techniques and constructive solutions.

Europe currently faces a transition of seismic dimensioning regulations. In Portugal, Eurocode 8 will soon replace the “Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes”. In order to make a comparison of the most important points of the seismic-resistant projects stated in both regulations above, the structural analysis of a building is undertaken in this work.

Based on a linear dynamic analysis, use is made of both regulations for evaluating the forces in the structural elements and performing the safety checks.

In addition, structural reinforcement solutions are also studied and their safety verified according to Eurocode 2.

Keywords: Eurocode 8; Regulamento de Segurança e Acções; Structures; Seismic action; Linear dynamic analysis; Reinforcement.



# ÍNDICE

Agradecimentos .....	<i>i</i>
Resumo .....	<i>iii</i>
Abstract.....	<i>v</i>
Índice .....	<i>vii</i>
Índice de figuras .....	<i>xi</i>
Índice de quadros.....	<i>xv</i>
 <b>Capítulo 1 - Introdução.....</b>	<b>1</b>
 <b>Capítulo 2 - O Sismo.....</b>	<b>3</b>
2.1 Enquadramento.....	3
2.2 Tectónica de placas.....	4
2.3 Falhas.....	6
2.4 Magnitude e intensidade sísmica.....	8
 <b>Capítulo 3 - Regulamentação sísmica .....</b>	<b>13</b>
3.1 Eurocódigo 8 .....	14
3.1.1 Exigências de desempenho .....	14
3.1.2 Classes de importância.....	17
3.1.3 Coeficiente de comportamento .....	18
3.1.4 Classe de ductilidade.....	20
3.1.5 Zonamento .....	23
3.1.6 Definição da acção sísmica .....	25
3.1.7 Critérios de regularidade estrutural.....	30
3.1.7.1 Regularidade em planta.....	31
3.1.7.2 Regularidade em altura .....	33
 <b>Capítulo 4 - O Edifício .....</b>	<b>35</b>
4.1 Enquadramento.....	35

4.2 Solução estrutural.....	38
4.2.1 Generalidades .....	38
4.2.1.1 Fundações .....	38
4.2.1.2 Lajes .....	38
4.2.1.3 Vigas.....	39
4.2.1.4 Pilares .....	40
4.2.2 Materiais .....	41
4.2.3 Acções .....	42
4.2.3.1 Acções permanentes .....	42
4.2.3.2 Acções variáveis .....	42
 <b>Capítulo 5 - Avaliação do desempenho sísmico de estruturas .....</b>	<b>43</b>
5.1 Métodos de análise elástica linear.....	44
5.2 Métodos de análise não linear .....	46
5.3 Considerações sobre métodos de análise sísmica .....	47
 <b>Capítulo 6 - Modelação .....</b>	<b>49</b>
6.1 Associação plana (estrutura comboio) .....	49
6.2 Modelo de 3 graus de liberdade por piso .....	49
6.3 Modelo espacial (3D) da estrutura .....	50
6.3.1 Modelação do edifício .....	50
6.3.1.1 Elementos .....	51
6.3.1.2 Materiais .....	53
6.3.1.3 Apoios.....	54
6.3.1.4 Massas .....	56
6.3.1.5 Impulsos de terras.....	57
6.3.1.6 Malha de elementos finitos.....	61
6.3.1.7 Verificações.....	68
 <b>Capítulo 7 - Análise do edifício .....</b>	<b>71</b>
7.1 Aplicação do Eurocódigo 8.....	71
7.1.1 Tipo de estrutura .....	71
7.1.2 Classe de importância .....	72

7.1.3	Coeficiente de comportamento .....	72
7.1.4	Zonamento e tipo de terreno .....	73
7.1.5	Regularidade da estrutura.....	74
7.1.5.1	Módulo A.....	74
7.1.5.1.1	Coeficiente de comportamento .....	75
7.1.5.2	Módulo B .....	75
7.1.6	Acção sísmica .....	76
7.2	Comparação entre RSA e EC8 .....	80
7.3	Análise modal.....	84
7.4	Análise de esforços.....	87
7.4.1	Módulo A .....	88
7.4.1.1	Eurocódigo 8.....	89
7.4.1.2	Regulamento de segurança e acções .....	92
7.4.1.3	Análise comparativa de resultados .....	93
7.4.2	Módulo B .....	96
7.4.2.1	Eurocódigo 8.....	97
7.4.2.2	Regulamento de segurança e acções .....	99
7.4.2.3	Análise comparativa de resultados .....	100
7.5	Verificações de segurança .....	101
7.5.1	Exigência de não colapso.....	103
7.5.1.1	REBAP.....	103
7.5.1.1.1	Pilares.....	103
7.5.1.1.1.1	Flexão.....	103
7.5.1.1.1.2	Esforço transverso.....	108
7.5.1.1.2	Vigas .....	114
7.5.1.1.2.1	Flexão.....	115
7.5.1.1.2.2	Esforço transverso.....	118
7.5.1.2	EC8 .....	120
7.5.1.2.1	Pilares.....	120
7.5.1.2.1.1	Flexão.....	120
7.5.1.2.1.2	Esforço transverso.....	122
7.5.1.2.2	Vigas .....	127
7.5.1.2.2.1	Flexão.....	127
7.5.1.2.2.2	Esforço transverso.....	130

7.5.2 Exigência de limite de danos .....	132
<b>Capítulo 8 - Reforço .....</b>	<b>137</b>
8.1 Flexão.....	137
8.2 Esforço transverso.....	138
<b>Capítulo 9 - Considerações finais.....</b>	<b>141</b>
<b>Referências .....</b>	<b>145</b>
 <b>Anexo A – Plantas do primeiro piso do edifício</b>	
 <b>Anexo B – Pilares analisados</b>	
 <b>Anexo C – Vigas analisadas</b>	

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Capítulo 2 - O Sismo.....</b>	<b>3</b>
Figura 2.1 Placas tectónicas no globo terrestre.....	4
Figura 2.2 Encontro de placas tectónicas .....	5
Figura 2.3 Epicentros de sismos recentes .....	6
Figura 2.4 Falhas em Portugal continental .....	7
 <b>Capítulo 3 - Regulamentação sísmica .....</b>	 <b>13</b>
Figura 3.1 Resistência de estruturas a deslocamentos impostos .....	19
Figura 3.2 Zonamento sísmico da NP do EC8 .....	24
Figura 3.3 Zonamento sísmico nacional – RSA .....	25
Figura 3.4 Forma genérica do espectro de resposta elástico (EC8, 2004).....	27
Figura 3.5 Critérios de regularidade de edifícios com recuos (EC8, 2004) .....	34
 <b>Capítulo 4 - O Edifício .....</b>	 <b>35</b>
Figura 4.1 Módulos dos edifícios .....	35
Figura 4.2 Módulo A do edifício .....	36
Figura 4.3 Módulo A do edifício .....	36
Figura 4.4 Módulo B do edifício .....	37
Figura 4.5 Módulos A e B do edifício .....	37
Figura 4.6 Pilar 13 .....	41
 <b>Capítulo 6 - Modelação .....</b>	 <b>49</b>
Figura 6.1 Geometria do elemento BEAM4.....	52
Figura 6.2 Geometria do elemento SHELL63.....	52
Figura 6.3 Muro de suporte .....	53
Figura 6.4 Muro de suporte de terras (módulo B) .....	55
Figura 6.5 Parede divisória 1 .....	56
Figura 6.6 Parede divisória 2 .....	56
Figura 6.7 Parede divisória 3 .....	57
Figura 6.8 Localização das terras .....	58

Figura 6.9	Impulso activo segundo a teoria de Rankine .....	59
Figura 6.10	Tensões nos elementos do muro .....	60
Figura 6.11	Impulsos de terras .....	61
Figura 6.12	Numeração dos pilares do módulo A.....	62
Figura 6.13	Gráfico do esforço $M_y$ no pilar 16.....	64
Figura 6.14	Índice de momento relativo ( $M_y$ ) para o pilar 16.....	64
Figura 6.15	Gráfico do esforço $M_y$ no pilar 10.....	65
Figura 6.16	Índice de momento relativo ( $M_y$ ) para o pilar 10.....	65
Figura 6.17	Gráfico do esforço $M_y$ positivo no pilar 8.....	66
Figura 6.18	Gráfico do esforço $M_y$ negativo no pilar 8.....	66
Figura 6.19	Índice de momento relativo ( $M_y$ positivo) para o pilar 8 .....	67
Figura 6.20	Índice de momento relativo ( $M_y$ negativo) para o pilar 8 .....	67
<b>Capítulo 7 - Análise do edifício .....</b>		<b>71</b>
Figura 7.1	Setbacks do módulo A .....	74
Figura 7.2	Espectros de dimensionamento para o módulo A.....	77
Figura 7.3	Espectros de dimensionamento para o módulo B .....	78
Figura 7.4	Gráfico de comparação entre espectros de dimensionamento para o módulo A.....	79
Figura 7.5	Gráfico de comparação entre espectros do RSA .....	81
Figura 7.6	Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica interplacas – módulo A.....	82
Figura 7.7	Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica interplacas – módulo B .....	83
Figura 7.8	Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica intraplacas – módulo A.....	83
Figura 7.9	Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica intraplacas – módulo B .....	83
Figura 7.10	Pilares do módulo A .....	88
Figura 7.11	Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do EC8 no pilar 16 do módulo A .....	91
Figura 7.12	Gráfico de comparação entre os espectros de resposta do RSA .....	92
Figura 7.13	Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do RSA no pilar 16 do módulo A .....	93



Figura 7.14	Gráfico de comparação de esforços entre a acção sísmica interplacas no pilar 16 do módulo A .....	94
Figura 7.15	Gráfico de comparação de esforços entre a acção sísmica intraplacas no pilar 16 do módulo A.....	95
Figura 7.16	Gráfico de comparação das acções sísmicas do módulo A.....	95
Figura 7.17	Gráfico de comparação dos esforços do módulo A .....	96
Figura 7.18	Pilares do módulo B .....	96
Figura 7.19	Consola do módulo B.....	97
Figura 7.20	Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do EC8 no pilar 4 do módulo B .....	99
Figura 7.21	Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do RSA no pilar 4 do módulo B.....	100
Figura 7.22	Gráfico de comparação das acções sísmicas do módulo A.....	100
Figura 7.23	Gráfico de comparação dos esforços do módulo B.....	101
Figura 7.24	Vigas do módulo A .....	115
Figura 7.25	Vigas do módulo B .....	115



## ÍNDICE DE QUADROS

<b>Capítulo 2 - O Sismo</b> .....	3
Quadro 2.1 Escala de Richter .....	9
Quadro 2.2 Escala Macrossísmica Europeia, 1998 .....	10
<b>Capítulo 3 - Regulamentação sísmica</b> .....	13
Quadro 3.1 Classes de importância e coeficientes de importância.....	18
Quadro 3.2 Valores de $q_0$ .....	21
Quadro 3.3 Valores do coeficiente de comportamento no REBAP .....	22
Quadro 3.4 Tipo de Solo .....	28
Quadro 3.5 Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.1 .....	29
Quadro 3.6 Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.2 .....	29
Quadro 3.7 Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.3 .....	29
Quadro 3.8 Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.4 e 1.5 .....	29
Quadro 3.9 Valores dos parâmetros na zona sísmica 2.1, 2.2 e 2.3 .....	30
Quadro 3.10 Valores dos parâmetros na zona sísmica 2.4 e 2.5 .....	30
Quadro 3.11 Parâmetro $a_{gR}$ (EC8) .....	30
Quadro 3.12 Modelos, métodos e valores do coeficiente de comportamento a utilizar consoante a regularidade estrutural do edifício .....	31
<b>Capítulo 4 - O Edifício</b> .....	35
Quadro 4.1 Vigas do módulo A.....	39
Quadro 4.2 Vigas do módulo B .....	39
Quadro 4.3 Pilares do edifício .....	41
<b>Capítulo 6 - Modelação</b> .....	49
Quadro 6.1 Altura dos pisos .....	51
Quadro 6.2 Módulo de reacção do solo.....	54
Quadro 6.3 Impulsos de terras no muro .....	60
Quadro 6.4 Esforços $M_y$ no pilar 16 .....	63
Quadro 6.5 Esforços $M_y$ no pilar 10 .....	65

Quadro 6.6	Esforços Mz no pilar 8 .....	66
Quadro 6.7	Esforços Mz no pilar 19 .....	67
Quadro 6.8	Verificações estáticas .....	68
Quadro 6.9	Verificações modais - frequências .....	69
<b>Capítulo 7 - Análise do edifício .....</b>		<b>71</b>
Quadro 7.1	Aceleração máxima de projecto de referência .....	76
Quadro 7.2	Parâmetros de definição da acção sísmica .....	77
Quadro 7.3	Comparação de parâmetros entre RSA e EC8 .....	82
Quadro 7.4	Valores do factor de redução e do coeficiente de combinação para a acção variável .....	85
Quadro 7.5	Frequências e períodos do módulo A .....	86
Quadro 7.6	Frequências e períodos do módulo B .....	87
Quadro 7.7	Módulo A – Modos de vibração, frequências e coeficiente de importância para a acção sísmica tipo 1 – EC8 .....	89
Quadro 7.8	Módulo A – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 – EC8 .....	90
Quadro 7.9	Módulo A – Modos de vibração, frequências e coeficiente de importância para a acção sísmica tipo 2 – EC8 .....	90
Quadro 7.10	Módulo A – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 – EC8 .....	91
Quadro 7.11	Módulo A – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 – RSA .....	92
Quadro 7.12	Módulo A – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 – RSA .....	93
Quadro 7.13	Módulo B – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 – EC8 .....	97
Quadro 7.14	Módulo B – Modos de vibração, frequências e coeficiente de importância para a acção sísmica tipo 1 – EC8 .....	98
Quadro 7.15	Módulo B – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 – EC8 .....	98
Quadro 7.16	Módulo B – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 – RSA .....	99

Quadro 7.17	Módulo B – Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 – RSA.....	99
Quadro 7.18	Valores de $f_{cd}$ .....	104
Quadro 7.19	Valores de $f_{yd}$ .....	104
Quadro 7.20	Dimensões e esforços máximos nos pilares do módulo A .....	105
Quadro 7.21	Esforços reduzidos e armaduras do módulo A .....	105
Quadro 7.22	Dimensões e esforços máximos nos pilares do módulo B .....	106
Quadro 7.23	Esforços reduzidos e armaduras do módulo B .....	106
Quadro 7.24	Armadura longitudinal.....	107
Quadro 7.25	Valores de $\tau_1$ .....	108
Quadro 7.26	Valores de $\tau_2$ .....	109
Quadro 7.27	Dimensões e esforços actuantes e resistentes do módulo A.....	110
Quadro 7.28	Dimensões e esforços actuantes e resistentes do módulo B .....	111
Quadro 7.29	Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 33 no módulo B – RSA.....	111
Quadro 7.30	Espaçamento máximo de armadura transversal.....	112
Quadro 7.31	Armaduras do pilar número 4 do módulo B .....	112
Quadro 7.32	Limite do valor de cálculo do esforço transversal resistente.....	113
Quadro 7.33	Armaduras de esforço transversal obtidas através do RSA/REBAP para o pilar 33 do módulo B .....	114
Quadro 7.34	Esforços máximos na viga do módulo A.....	116
Quadro 7.35	Esforços máximos na viga do módulo B.....	116
Quadro 7.36	Valores de armadura de flexão na viga do módulo A .....	117
Quadro 7.37	Valores de armadura de flexão na viga do módulo B.....	117
Quadro 7.38	Percentagem de estribos .....	118
Quadro 7.39	Dimensões e esforços máximos nos pilares do módulo A .....	120
Quadro 7.40	Esforços reduzidos e armaduras obtidas através do EC8/EC2 para o módulo A.....	120
Quadro 7.41	Dimensões e esforços máximos nos pilares do módulo B .....	121
Quadro 7.42	Esforços reduzidos e armaduras obtidas através do EC8/EC2 para o módulo B.....	121
Quadro 7.43	Análise de resistência à flexão no pilar 16 do módulo A – EC8 .....	121
Quadro 7.44	Análise de resistência à flexão no pilar 4 do módulo B – EC8 .....	121
Quadro 7.45	Análise de resistência à flexão no pilar 40 do módulo B – EC8 .....	122

Quadro 7.46	Dimensões e esforço transversal actuante e resistente no módulo A.....	124
Quadro 7.47	Dimensões e esforço transversal actuante e resistente no módulo B .....	124
Quadro 7.48	Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 16 do módulo A – EC8 .....	124
Quadro 7.49	Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 33 do módulo B – EC8 .....	125
Quadro 7.50	Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 40 do módulo B – EC8 .....	125
Quadro 7.51	Verificação do esmagamento do betão de acordo com o EC8.....	126
Quadro 7.52	Espaçamento máximo de cintas no EC8 .....	126
Quadro 7.53	Esforços máximos na viga do módulo A .....	127
Quadro 7.54	Esforços máximos na viga do módulo B.....	127
Quadro 7.55	Valores de armadura de flexão na viga do módulo A .....	127
Quadro 7.56	Valores de armadura de flexão na viga do módulo B .....	128
Quadro 7.57	Verificação do esforço transversal nas vigas .....	130
Quadro 7.58	Verificação do betão comprimido .....	131
Quadro 7.59	Armadura transversal mínima .....	132
Quadro 7.60	Deslocamentos na direcção X .....	134
Quadro 7.61	Deslocamentos na direcção Y .....	134
<b>Capítulo 8 - Reforço .....</b>		<b>137</b>
Quadro 8.1	Verificação da exigência de não colapso à flexão do pilar 16 com reforço.....	138
Quadro 8.2	Armaduras de reforço ao esforço transversal obtidas através do EC8/EC2 para o módulo A .....	139

# CAPÍTULO 1

---

## INTRODUÇÃO

A presente dissertação destina-se à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia, conferido pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL).

Este trabalho tem como objectivo a análise e avaliação do comportamento sísmico da estrutura de um edifício do *campus* da Universidade, em concreto o edifício número IX – Departamento de Engenharia Civil, com base no Eurocódigo 8 (EC8), nova norma europeia para dimensionamento sísmico. Esta avaliação serve igualmente para verificar se, com a iminente entrada em vigor dos eurocódigos em detrimento do Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) anteriormente utilizado no dimensionamento do edifício, este mantém a segurança em relação à acção sísmica. São igualmente verificadas as opções de projecto através da análise segundo o RSA.

A motivação para a realização do trabalho baseou-se na possibilidade do tema permitir ao autor um contacto com ferramentas fundamentais para o trabalho de um engenheiro civil na área de estruturas, aumentando as competências e qualificações adquiridas ao longo do curso, ao mesmo tempo que se desenvolve um trabalho de grande utilidade para a comunidade universitária que frequenta o *campus* da FCT/UNL. Em concreto, desenvolveu-se o conhecimento do EC8, factor muito importante quando se sabe que os regulamentos europeus brevemente substituirão os regulamentos nacionais em vigor, observaram-se os projectos do edifício e adquiriram-se conhecimentos de cálculo automático através da utilização do programa ANSYS para análise estrutural de edifícios através de elementos finitos.

Pretende-se que o trabalho seja elaborado de modo a justificar todas as decisões tomadas na análise do edifício e todos os passos dados ao longo do estudo que possam ser passíveis de dúvida por parte do leitor.

No capítulo 2 da dissertação, é feita uma introdução ao fenómeno sísmico. São referidas as principais causas da actividade sísmica, dando-se especial atenção à região onde se situa a estrutura a analisar. São ainda apresentados os conceitos de magnitude e intensidade sísmica.

No capítulo 3, efectua-se uma apresentação geral das grandes linhas do projecto sismo-resistente de acordo com a parte 1 do EC8 (EN 1998-1) e em particular no que diz respeito à sua aplicação em Portugal, comparando as suas disposições com as do RSA, regulamento nacional em vigor.

No capítulo 4, apresenta-se o edifício a analisar. Descreve-se, numa primeira parte, um enquadramento geral do edifício, a sua localização e constituição. Posteriormente, são apresentados os elementos estruturais do edifício, os materiais utilizados e outras características.

No capítulo 5, apresentam-se diversas hipóteses de avaliação do desempenho sísmico de estruturas, bem como diferentes alternativas no que respeita à modelação da estrutura ou ao método de análise. São ainda apresentadas algumas considerações sobre esses métodos.

No capítulo 6, efectua-se a descrição da modelação da estrutura em questão, referindo as principais opções tomadas no processo.

No capítulo 7 efectua-se a análise da estrutura do edifício. Aplicam-se os critérios do EC8 definidos no capítulo 3 e comparam-se com os dispostos no RSA. É apresentada uma análise modal, o cálculo dos esforços e as correspondentes verificações de segurança de acordo com cada um dos dois códigos.

No capítulo 8, são sugeridas propostas de reforço para os elementos que não cumprem as condições impostas pelo EC8 para as verificações de segurança.

No capítulo 9, apresentam-se comentários e considerações finais relativamente ao trabalho desenvolvido.



## **CAPÍTULO 2**

---

### **O SISMO**

#### **2.1 ENQUADRAMENTO**

A população mundial tem lidado desde a antiguidade com o fenómeno dos movimentos terrestres, alterando ao longo dos anos as suas atitudes perante a ocorrência de tais abalos. Considerada durante muito tempo como uma punição divina ou interpretada na Grécia antiga como contorções do gigante Enceladus, derrotado segundo a mitologia dos Deuses do Olimpo e enterrado na ilha de Sicília, a origem dos terramotos foi base para muitos pensamentos e teorias até se chegar ao conhecimento actual.

Sabe-se hoje que um sismo é uma vibração brusca da superfície terrestre e que o principal processo responsável pela actividade sísmica no planeta se situa ao nível das placas tectónicas, nos seus movimentos e em falhas no interior da Terra. As tensões que levam à rotura destas falhas (superfícies que separam dois blocos da crosta que se moveram um em relação ao outro) e que se libertam aquando do deslizamento das placas resultam de um fenómeno natural de dinâmica interna da Terra. Nas fronteiras que separam as placas, o atrito opõe-se ao movimento relativo entre bordos, originando-se tensões elevadas. Caso tais tensões sejam suficientemente grandes para vencer a resistência ao movimento, ocorrem deslizamentos responsáveis pela actividade sísmica. A actividade sísmica também se pode dever à actividade vulcânica, a deslocamentos de gases no interior da Terra, a deslocações superficiais de terreno (abatimentos e deslizamentos) ou mesmo devido à acção humana através da detonação de explosivos, injeção e extracção de fluidos da crosta terrestre ou movimento de grandes massas de água em barragens.

O ponto onde ocorre o sismo em profundidade denomina-se foco sísmico ou hipocentro. O local à superfície terrestre directamente acima do hipocentro e onde se regista a intensidade máxima do sismo designa-se por epicentro.

Apesar de certos fenómenos sísmicos exibirem periodicidade, ainda não é possível prever com exactidão quando se dará a próxima rotura e consequentemente o próximo sismo.

A rotura de uma falha origina uma serie de manifestações, causando danos mais severos quanto maior for a magnitude do sismo e mais próximo da falha estiverem as construções. No entanto, a distribuição de danos em geral não é regular, variando a intensidade que ele causa de ponto para ponto (ao contrário da magnitude, que é uma característica de cada sismo). Os conceitos de magnitude e intensidade são referidos no ponto 4 deste capítulo.

Embora de forma geral a propagação seja linear, quanto mais perto do foco do sismo, maior é a amplitude das vibrações, logo, maior o abalo sentido e maiores os danos causados. O desequilíbrio causado pela rotura da falha origina vibrações no solo que dependem de factores como o tipo de solo entre o foco e os locais em questão ou a topografia do local, podendo assim fazer variar as vibrações à superfície e a intensidade de um sismo. Assim, os danos causados não variam linearmente com a distância à falha.

## 2.2 TECTÓNICA DE PLACAS

Sendo o movimento das Placas Tectónicas o principal processo responsável pela actividade sísmica, as zonas do globo localizadas perto dos encontros de placas são naturalmente zonas de maior risco sísmico.

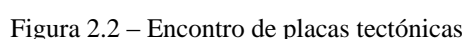


Figura 2.1 – Placas Tectónicas no globo terrestre

Fonte: Portal Objectivo

É útil analisar com maior pormenor o caso de Portugal e em particular da zona em estudo (Lisboa e arredores) para uma melhor compreensão do problema.

Portugal situa-se na placa euro-asiática (Figura 2.2), limitada a sul pela falha dos Açores-Gibraltar, que define a fronteira entre a placa euro-asiática e a africana, e a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico. Embora não seja possível afirmar com total segurança o desenvolvimento das fronteiras das placas, olhando para a localização dos epicentros de sismos recentes (Figura 2.3) conseguem-se identificar as principais zonas activas, indiciando uma estrutura tectónica complexa na fronteira das placas a sul e sudoeste do Algarve com derivações para norte, influenciando a sismicidade da costa portuguesa.



Fonte: LNEC – Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas

O movimento relativo entre placas é a principal causa para a concentração de tensões ao longo das suas fronteiras, originando, de tempos a tempos, sismos que resultam da dissipação dessas concentrações de tensões. Sabe-se hoje que a placa africana se caracteriza por um deslocamento para Norte, originando uma colisão com a placa euro-asiática, enquanto a dorsal atlântica tem um movimento divergente E-W.

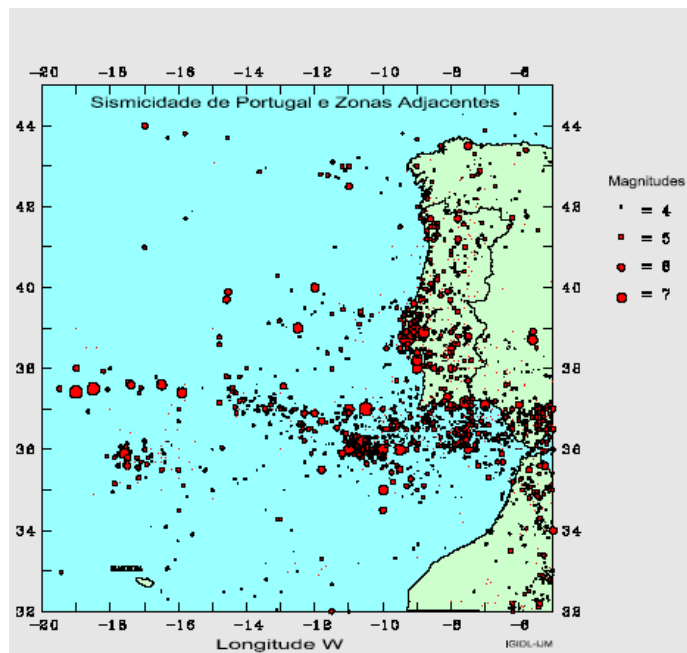


Figura 2.3 – Epicentros de sismos recentes

Fonte: Instituto Geofísico do Infante D. Luís

## 2.3 FALHAS

Relativamente à sismicidade intraplacas, consequência de movimentos em falhas existentes no interior das placas, pode-se observar a Figura 2.4, onde se identificam as principais falhas no território de Portugal Continental.

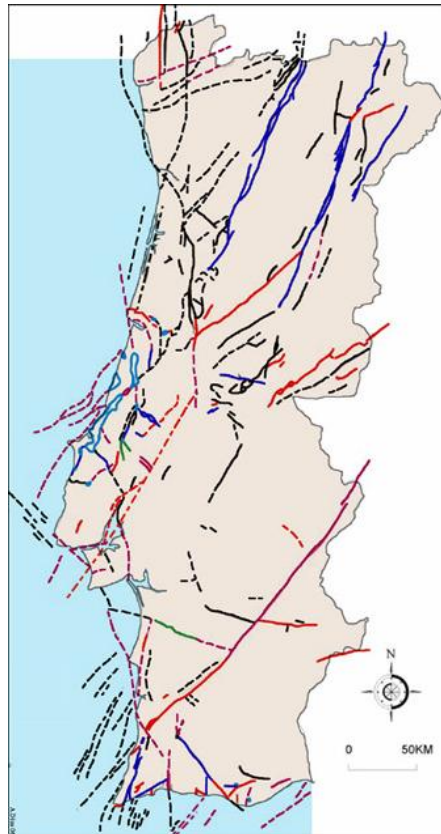


Figura 2.4 – Falhas em Portugal Continental.

Falhas activas (traço cheio) e falhas possivelmente activas (a tracejado).

Fonte: Dias, 2000

Em Portugal, considera-se que uma falha é activa se nela ocorreu movimento nos últimos 3 milhões de anos.

Para o caso em estudo, é importante destacar a existência da falha do Vale Interior do Tejo. Esta falha corresponde a uma fonte sismogénica onde se têm verificado eventos catastróficos, atingindo com grande violência a cidade de Lisboa e os seus arredores. Temos como exemplo os sismos de: 1344, de que para além da localização apenas se sabe que teve um potencial destrutivo significativo; 1531, de magnitude 7, em que pela primeira vez é traçada uma carta de isossistas e que, embora pouco documentado, se pensa que, caso tivesse ocorrido com o parque habitacional existente em 1755, teria possivelmente produzido mais danos e vítimas que o famoso sismo de 1 de Novembro desse ano; mais recentemente, a 23 de Abril de 1909 o sismo de Benavente (considerado o sismo mais destruidor em Portugal Continental no século XX) de magnitude entre 6 e 7,6 (Mário Lopes afirma que o sismo teve magnitude 6,3) que destruiu por completo esta vila e originou danos em Lisboa.

As falhas existentes no interior das placas provocam à partida eventos com menor magnitude que os sismos interplacas anteriormente referidos, uma vez que não é possível nestas falhas acumularem-se tensões que provoquem a libertação de energia das placas tectónicas. Apesar disso, por se situarem geralmente mais perto dos aglomerados populacionais do que as zonas de encontro de placas tectónicas, o facto das ondas sísmicas não disporem de espaço para se atenuarem pode provocar maiores danos nestes aglomerados.

## **2.4 MAGNITUDE E INTENSIDADE SÍSMICA**

A grandeza de um sismo pode ser caracterizada por diversas grandezas, sendo as mais utilizadas a magnitude e a intensidade. A magnitude de um sismo é a sua “impressão digital”: cada sismo tem um único valor de magnitude, mas pode produzir diferentes intensidades na área afectada.

A magnitude sísmica indica a quantidade de energia libertada por um evento sísmico. O seu cálculo é baseado nas amplitudes de ondas sísmicas registadas por um sismógrafo.

Comparativa e genericamente, os sismos interplacas possuem magnitudes superiores às dos sismos intraplacas, devido sobretudo à extensão das massas envolvidas na produção de tensões. No entanto, por terem de percorrer maiores distâncias, o que atenua as ondas sísmicas, nem sempre as acelerações do solo junto às construções reproduzem o diferencial de magnitude, uma vez que os sismos intraplacas, como já mencionado, ocorrem frequentemente em falhas perto dos aglomerados, podendo atingi-los com intensidade pouco atenuada.

A intensidade reflecte à superfície os efeitos produzidos pelo sismo. Devido à sua “dependência” de vários factores, já referidos, a intensidade de um sismo varia de ponto para ponto, sendo máxima no epicentro do sismo e diminuindo perifericamente.

Existem diversas escalas que uniformizam os valores de magnitude e intensidade sísmica.

Em 1935 foi desenvolvida por Charles Richter a escala de magnitudes ainda hoje mais utilizada, a Escala de Richter. Esta escala logaritmica tem como base a amplitude máxima das ondas sísmicas originadas no fenómeno. Com base na escala de Richter, podem classificar-se da seguinte forma os sismos quanto à magnitude:

Quadro 2.1 – Escala de Richter

<b>Descrição</b>	<b>Magnitude</b>	<b>Efeitos</b>	<b>Frequência Mundial</b>
Micro	$\leq 2.0$	Micro tremor de terra, não se sente	$\approx 8000$ por dia
Muito pequeno	2.0 – 2.9	Geralmente não se sente mas é detectado/registado	$\approx 1000$ por dia
Pequeno	3.0 – 3.9	Frequentemente sentido mas raramente causa danos	$\approx 49000$ por ano
Ligeiro	4.0 – 4.9	Tremor notório de objectos no interior de habitações, ruídos de choque entre objectos, danos importantes pouco comuns	$\approx 6200$ por ano
Moderado	5.0 – 5.9	Pode causar danos maiores em edifícios mal concebidos em zonas restritas Provoca danos ligeiros em edifícios bem construídos	$\approx 800$ por ano
Forte	6.0 – 6.9	Pode ser destruidor em zonas num raio de até 180 quilómetros	$\approx 120$ por ano
Grande	7.0 – 7.9	Pode provocar danos graves em zonas mais vastas	18 por ano
Importante	8.0 – 8.9	Pode causar danos sérios em zonas num raio de centenas de quilómetros	1 por ano
Excepcional	9.0 11.9	Devasta zonas num raio de milhares de quilómetros	1 a cada 20 anos
Extremo	$\geq 12.0$	Poderia dividir a Terra ao meio	Hipotético

A intensidade sísmica é também medida através de diversas escalas, sendo de realçar a Escala de Mercalli ou de Intensidade e a Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98). A última foi criada no sentido de constituir um padrão de uniformização europeu na avaliação da intensidade sísmica, pretendendo substituir a Escala de Mercalli elaborada em 1902 e modificada em 1931, e outras escalas similares. A versão final da Escala Macrossísmica Europeia foi aprovada em 1998, passando a escala a ser conhecida por EMS-98.

Quadro 2.2 – Escala Macrossísmica Europeia, 1998

<b>Grau de Intensidade</b>	<b>Definição</b>	<b>Efeitos (resumidos)</b>
I	Não sentido	Não sentido
II	Raramente sentido	Sentido apenas por muito poucas pessoas que se encontram em repouso
III	Fraco	Sentido dentro de casa por algumas pessoas; as pessoas em repouso sentem um balanço ou um leve tremor
IV	Amplamente sentido	Sentido dentro de casa por muitas pessoas e, por muito poucas fora de casa; algumas pessoas acordam; as janelas, portas e loiças chocalham, com algum ruído
V	Forte	Sentido dentro de casa pela maior parte das pessoas e, por algumas fora de casa; muitas pessoas acordam; algumas pessoas ficam assustadas; os edifícios tremem; os objectos suspensos baloçam grandemente; pequenos objectos são deslocados; portas e janelas abrem-se e fecham-se
VI	Ligeiramente danificador	Muitas pessoas assustam-se e correm para fora de casa; alguns objectos caem; muitas casas sofrem danos ligeiros não estruturais, como pequenas fendas e queda de pequenos pedaços de estuque
VII	Danificador	A maior parte das pessoas assusta-se e corre para fora de casa; a mobília é arrastada e caem muitos objectos de prateleiras; muitos edifícios normais, bem construídos, sofrem danos moderados: pequenas rachas nas paredes, queda de estuque, caem partes de chaminés; os edifícios mais velhos podem apresentar grandes rachas nas paredes e queda de paredes interiores (de enchimento)
VIII	Pesadamente danificador	Muitas pessoas têm dificuldade em se manter de pé; muitas casas têm grandes rachas nas paredes; muitos edifícios normais, bem construídos, sofrem queda de paredes, enquanto os edifícios mais frágeis e velhos podem colapsar
IX	Destritivo	Pânico geral; muitas construções fracas, colapsam; mesmo edifícios normais, bem construídos, apresentam danos severos: queda de paredes e colapso estrutural parcial
X	Muito destrutivo	Muitos edifícios normais, bem construídos, colapsam
XI	Devastador	A maior parte dos edifícios normais, bem construídos, colapsam; mesmo alguns com bom desenho anti-sísmico são destruídos
XII	Completamente devastador	Quase todos os edifícios são destruídos



Portugal, e mais concretamente o concelho de Almada, onde se situa o Campus da Caparica, pode-se considerar uma zona de sismicidade importante, tanto no que diz respeito a sismicidade interplacas como intraplacas.



## **CAPÍTULO 3**

---

### **REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA**

É amplamente reconhecido que a vibração no terreno pode induzir níveis inaceitáveis de danos nos edifícios existentes. Quando estes edifícios estão localizados em regiões sísmicas, o risco de danos pode atingir níveis elevados.

O agravamento do risco pode também dever-se a factores como: tipologia estrutural inapropriada, má qualidade dos materiais estruturais, deficiente estado de conservação ou consideração de um nível de protecção sísmica inadequado no projecto. Por estas razões, a avaliação sísmica de edifícios é entendida como um problema que precisa de um tratamento específico através do estabelecimento de códigos.

Em Portugal, existe actualmente em vigor o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) que veio, em 1983, responder a uma necessidade de actualizar a regulamentação portuguesa relativa a estruturas de edifícios e pontes, de modo a nela incorporar os progressos tecnológicos recentes e a harmonizá-la com as modernas tendências internacionais. Este regulamento, juntamente com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), publicado no mesmo ano, permitiu introduzir níveis superiores de rigor e exigência nos cálculos sísmicos destas estruturas, conduzindo a um aumento do nível de resistência contra os sismos. A elaboração deste diploma substituiu o anterior Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes constituindo um documento normativo nuclear para a verificação da segurança de tais estruturas.

A constante evolução do conhecimento nesta área, aliada a uma vontade “europeia” de harmonização técnica entre os regulamentos levou à criação de um conjunto de normas designadas Eurocódigos, que se destinam a regular o projecto estrutural das construções na União Europeia.

### 3.1 EUROCÓDIGO 8

Os Eurocódigos possuem uma Norma Europeia (EN) com a regulamentação e procedimentos recomendados, embora permitam às autoridades nacionais elaborarem os próprios Anexos Nacionais dos Eurocódigos, em que se adaptam os regulamentos à realidade de cada país. Os parâmetros alvo desta adequação denominam-se parâmetros de determinação nacional e podem ser relacionados com a segurança, economia ou com aspectos de natureza geográfica ou climática do país.

O Eurocódigo 8 (EC8) – *Projecto de estruturas sísmo-resistentes*, agrupa todos os aspectos relativos ao projecto sísmo-resistente. Na regulamentação nacional em vigor, pelo contrário, os aspectos sísmicos são tratados em conjunto com as outras acções.

Na versão EN, o EC8 é subdividido em 6 partes. Neste capítulo faz-se uma apresentação geral das grandes linhas do projecto sísmo-resistente de acordo com a parte 1 do EC8 (EN 1998-1) correspondente a “Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, e em particular no que diz respeito à sua futura aplicação em Portugal, evidenciando os aspectos mais relevantes do seu Anexo Nacional para Portugal, comparando as suas disposições com as do RSA, regulamento nacional em vigor e seguido na construção do edifício que estudámos.

#### 3.1.1 EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

Na eventualidade de ocorrência de um sismo, o objectivo do projecto sísmo-resistente, de acordo com o EC8 é: proteger vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes.

Segundo este regulamento as estruturas devem cumprir dois níveis de verificação sísmica:

- Exigência de não colapso:

As estruturas não devem colapsar quando sujeitas à acção de um evento sísmico raro (sismo de projecto). Esta exigência destina-se essencialmente a proteger as vidas

humanas dos efeitos de colapsos globais ou parciais. É exigido que as estruturas mantenham a sua integridade e uma capacidade mínima de suporte das cargas gravíticas durante e após a ocorrência de um sismo. É admissível que a acção provoque danos estruturais significativos mas a estrutura não deve entrar em colapso.

- Exigência de limitação de danos:

No caso de actuação de um sismo com maior probabilidade de ocorrência relativamente ao sismo de projecto (evento sísmico frequente) os danos nas construções devem ser limitados. Esta exigência destina-se essencialmente a reduzir as perdas económicas.

Devem-se evitar os danos estruturais e limitar os danos em elementos não estruturais a situações reparáveis de modo fácil e económico.

Estas duas exigências devem ser satisfeitas pelas estruturas para acções sísmicas com diferente probabilidade de ocorrência durante um determinado período de referência, normalmente 50 anos em edifícios correntes.

O valor recomendado no EC8 para a escolha da acção sísmica de projecto (“design seismic action”), ou seja, a acção para a qual a exigência de não-colapso é verificada, é para os casos correntes, de 10% de probabilidade em 50 anos. Tem-se assim, uma acção com uma aceleração sísmica de referência em rocha correspondente a um período de retorno de 475 anos. Define-se período de retorno como o inverso da probabilidade de ocorrência de um evento, neste caso sismológico e expressa-se em anos, pode também ser chamado de intervalo de recorrência.

A escolha desta acção, ou a sua probabilidade de excedência cai no âmbito dos Parâmetros de Determinação Nacional. A Norma Portuguesa do EC8 adopta o valor recomendado.

Note-se que a aceitação deste valor para o Anexo Nacional corresponde a uma alteração significativa em relação à regulamentação nacional em vigor. De facto, no RSA, documento em vigor, a acção sísmica é considerada como uma acção variável e tem uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, ou seja, corresponde-lhe um período de retorno de 975 anos. É ainda considerada uma majoração da acção devido ao facto de a acção sísmica ser aqui considerada como uma acção variável, com um coeficiente parcial de segurança de 1.5. Ao combinar esta acção com as restantes acções de dimensionamento para verificação do Estado-Limite Último, o valor do período de retorno será ainda maior, na ordem dos 2500 a 3000 anos. (Carvalho, 2007)

A manutenção deste critério do RSA daria origem a um agravamento generalizado e muito significativo dos valores da acção sísmica a considerar no projecto sismo-resistente em Portugal, o que levou à adopção dos valores recomendados na Norma Europeia do EC8.

Ao contrário do RSA, onde não existe qualquer verificação sísmica para o estado limite de serviço, no EC8 existe uma verificação de limitação de danos. Nesta verificação, para uma acção denominada “acção sísmica de serviço” (embora não seja assim designada no documento) adopta-se, para casos correntes, uma acção com 10% de probabilidade em 10 anos, tendo assim um período de retorno de 95 anos.

Este aspecto consiste numa diferença conceptual importante entre os dois documentos. Esta diferença deve-se ao facto de, no EC8, a preocupação com a segurança das pessoas (também expressa no RSA) ser ainda acompanhada por uma preocupação de natureza económica no dimensionamento sísmico.

À partida, e pelo exposto acima, poder-se-ia pensar que a análise através do EC8 seria uma análise mais complexa por se terem de efectuar duas verificações, enquanto no RSA só se necessitaria de uma; contudo, tal não acontece. Esta dupla verificação, apesar de se considerarem acções sísmicas com diferentes probabilidades de ocorrência, não acarreta na prática uma dificuldade acrescida, pois o EC8, simplificando a realidade, considera que as duas acções têm a mesma configuração espectral (esta configuração será apresentada mais à frente aquando da definição da acção sísmica).

A “acção sísmica de serviço” obtém-se aplicando um coeficiente de redução à acção sísmica de projecto. O anexo nacional recomenda no caso da acção sísmica do tipo 1 (sismo interplacas) um valor de 0,4 e no caso de acção sísmica do tipo 2 (intraplacas) de 0,55.

As verificações de projecto relacionadas com a exigência de não colapso centram-se na obtenção de uma combinação de resistência e ductilidade dos elementos estruturais. Pretende-se que os esforços resistentes sejam superiores aos esforços actuantes.

No caso da exigência de limitação de danos, as verificações referem-se essencialmente a limitações de deformações laterais da estrutura que garantam a integridade dos elementos estruturais e não-estruturais. O EC8 define limites máximos de deslocamentos em função de características das estruturas.

### 3.1.2 CLASSES DE IMPORTÂNCIA

O EC8, com o objectivo de diferenciar a importância e fiabilidade do comportamento sísmico dos diferentes tipos de construções, introduz o conceito de Classes de Importância das construções. Esta classificação influencia o valor da acção sísmica a considerar no seu projecto através de um factor de importância  $\gamma_I$ .

Estão previstas quatro classes de importância para edifícios, com valores do coeficiente de importância  $\gamma_I$  entre 1,4 e 0,8. Este coeficiente multiplica a acção sísmica de referência, ou seja, a aceleração de projecto  $a_g$  é dada em cada caso por:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR}$$

onde  $a_{gR}$  é a aceleração máxima de projecto para rocha (ver quadro 3.11 deste trabalho).

O valor mais elevado do coeficiente de importância, 1,4, aplica-se a edifícios fundamentais para o socorro pós-sismo (hospitais, por exemplo) enquanto o valor mais baixo se aplica a edifícios de importância reduzida. Os edifícios correntes têm um valor de  $\gamma_I = 1,0$ .

No caso em estudo (edifícios escolares), o coeficiente de importância toma o valor de 1,2. No quadro 3.1 apresentam-se as classes de importância e os valores correspondentes do coeficiente  $\gamma_I$ .

Quadro 3.1 – Classes de Importância e Coeficientes de Importância (EC8, 2004)

<b>Classe de Importância</b>	<b>Edifícios</b>	<b><math>\gamma_I</math></b>
I	Edifícios de pequena importância para a segurança pública (e.g. edifícios agrícolas)	0.8
II	Edifícios comuns não englobados nas outras categorias	1.0
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante no que toca a consequências advindas do colapso (e.g. escolas, instituições culturais)	1.2
IV	Edifícios cuja integridade durante um sismo é de vital importância para a sociedade (e.g. hospitais, quartéis de bombeiros)	1.4

### 3.1.3 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Num edifício, o principal efeito das vibrações do solo durante um sismo consiste na imposição de movimentos rápidos e com inversão de sentido na base da estrutura, sobretudo na direcção horizontal. A estes movimentos estão associadas acelerações no solo que são transmitidas à base e consequentemente à restante estrutura.

Geram-se assim forças de inércia, em consequência do produto das acelerações pelas massas (que se consideram concentradas ao nível dos pisos).

A capacidade resistente de uma estrutura a um fenómeno sísmico depende pois da sua resistência a estas forças de inércia, geradas na massa da própria estrutura.

Apesar de durante muito tempo se ter admitido que as estruturas tinham sempre um comportamento elástico linear, tal não é verdade.



Um comportamento pode considerar-se elástico linear quando as propriedades elásticas dos materiais não são excedidas. Graficamente, um comportamento linear é, portanto, representado apenas como uma única recta. Quando tal não se verifica, o comportamento diz-se não linear (ver Figura seguinte).

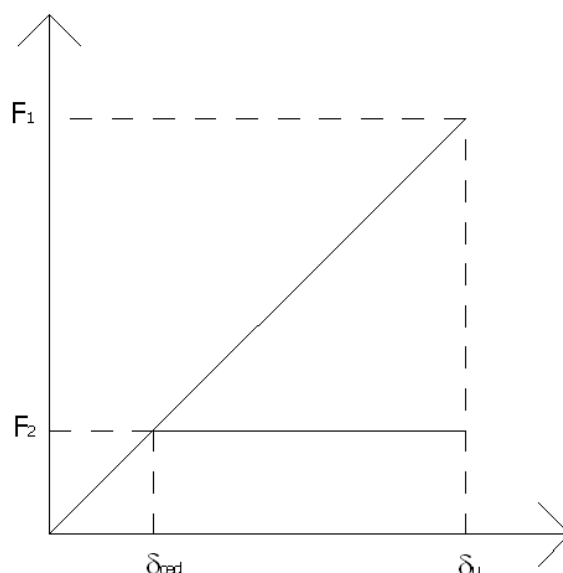


Figura 3.1 – Resistência de estruturas a deslocamentos impostos

O coeficiente de comportamento é então o quociente entre o valor da força  $F_1$  e a força real necessária para se atingir o deslocamento último, ou de colapso. Obviamente, para um comportamento elástico linear, este coeficiente tem valor unitário. (Lopes, 2008)

O comportamento não linear das estruturas em projecto é geralmente considerado através da divisão dos resultados das análises elásticas pelo coeficiente de comportamento. Este factor depende sobretudo da ductilidade das estruturas e da sua capacidade de dissipação de energia. Em estruturas de betão-armado é definido pela expressão (EC8, 2004):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

Em que,

- $q_0$  é o valor base do coeficiente de comportamento;
- $k_w$  é um factor que reflecte o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes.

Os valores de  $q_0$  são apresentados no quadro 3.2, dependendo do tipo estrutural do edifício e da sua classe de ductilidade (3.1.4). O factor  $k_w$  toma valores  $k_w=1$  para estruturas em pórtico ou equivalentes e  $k_w=(1 + \alpha_0)/3$  nos restantes casos, sendo  $\alpha_0$  o valor predominante do quociente altura/largura das paredes.

### 3.1.4 CLASSES DE DUCTILIDADE

A relação entre a resistência de uma estrutura e a sua dissipação de energia é caracterizada no EC8 pelo coeficiente de comportamento já descrito e pelas classes de ductilidade.

Consideram-se três classes de ductilidade para os materiais estruturais:

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL)
- Classe de Ductilidade Média (DCM)
- Classe de Ductilidade Alta (DCH)

As estruturas da Classe de Ductilidade Baixa são consideradas estruturas de baixa dissipação, aconselhando-se o seu uso apenas em casos de baixa sismicidade. No entanto, o Anexo Nacional não toma esta recomendação como obrigatória. O coeficiente de comportamento para estas estruturas é  $q=1,5$ , podendo chegar até ao valor de 2,0 em casos especiais de estruturas metálicas ou de aço/betão.

As estruturas DCM e DCH são aquelas em que se consegue tirar maior partido da dissipação de energia, designando-se por estruturas dissipativas. Os coeficientes de comportamento são calculados de acordo com a metodologia descrita anteriormente, sendo superiores para a classe DCH, originando menores forças de inércia e consequentemente

menores esforços. Esta classe possui um elevado grau de exigência devido à sua alta ductilidade, implicando prescrições mais exigentes e consequentemente projectos mais complexos.

No regulamento nacional actual (RSA) consideram-se apenas duas classes de ductilidade, a Classe de Ductilidade Normal (a que corresponde a DCL) e a Classe de Ductilidade Melhorada (agora DCM e DCH). Existe no EC8 uma separação entre dois tipos de estruturas dissipativas a que no RSA apenas correspondia a Classe de Ductilidade Melhorada.

Dependente da classe de ductilidade é o valor de  $q_0$ , necessário para o cálculo do coeficiente de comportamento. No quadro 3.2 apresentam-se os valores deste parâmetro para as classes de ductilidade média e alta, uma vez que para a classe de ductilidade baixa, como referido anteriormente, este parâmetro toma o valor 1,5, independentemente do tipo estrutural.

Quadro 3.2 – Valores de  $q_0$  (EC8, 2004)

<b>Tipo estrutural</b>	<b>Classe de ductilidade</b>	
	<b>DCM</b>	<b>DCH</b>
Pórticos, estruturas mistas pórtico-parede e paredes acopladas	$3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Paredes	3,0	$4,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistemas de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistemas de pêndulo invertido	1,5	2,0

Importa referir que, enquanto o REBAP e o RSA apenas consideram estruturas pórtico, pórtico-parede e parede, o EC8 considera outros tipos de estruturas, indicadas no quadro anterior.

Para os dois primeiros tipos estruturais, o valor de  $q_0$  depende do quociente  $\alpha_u/\alpha_1$  que corresponde ao quociente entre a acção sísmica associada à formação de um

mecanismo e a acção sísmica que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica. Este quociente tem os seguintes valores:

- Estruturas pórtico ou mistas equivalentes a pórtico
  - Edifícios de um piso:  $\alpha_u/\alpha_1=1$
  - Edifícios de vários pisos e um vão:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$
  - Edifícios de vários pisos e vários vãos:  $\alpha_u/\alpha_1=1,3$
  
- Estruturas em parede ou mistas equivalentes a parede
  - Estruturas parede com apenas duas paredes não acopladas em cada direcção:  $\alpha_u/\alpha_1=1,0$
  - Outras estruturas parede sem acoplamento:  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$
  - Estruturas mistas equivalentes a parede ou de paredes acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$

Comparativamente, o REBAP adopta os seguintes valores de coeficiente de comportamento para as estruturas de edifícios de betão armado:

Quadro 3.3 – Valores de Coeficiente de Comportamento no REBAP (REBAP, 2007)

	<b>Ductilidade Normal</b>	<b>Ductilidade Melhorada</b>
Pórtico	2,5	3,5
Mista pórtico-parede	2,0	2,5
Parede	1,5	2,0

Pode-se concluir desta breve análise que as estruturas DCM são em geral as mais vantajosas para o projecto de estruturas de betão armado, uma vez que as forças de inércia, inversamente proporcionais aos coeficientes de comportamento, são inferiores às obtidas com uma estrutura DCL. Para um dado tipo estrutural, o coeficiente de comportamento é superior no caso da DCM, originando acelerações e esforços menores. Esta situação, no

caso em que a acção sísmica é a condicionante, leva a que se possam utilizar elementos estruturais de menores dimensões.

As estruturas DCH devido à sua complexidade de projecto, que já se referiu, são menos atractivas e têm menor interesse prático para aplicações correntes.

### **3.1.5 ZONAMENTO**

Segundo o EC8, os territórios nacionais devem ser divididos pelas Autoridades Nacionais em zonas sísmicas, dependendo da perigosidade do local. Esta divisão deverá constar no Anexo Nacional de cada país.

O zonamento é definido através da aceleração máxima de projecto de referência  $a_{gR}$ , correspondente a um terreno do tipo A – rocha, e para o período de retorno de referência.

No Anexo Nacional da Norma Portuguesa (NP) do EC8 apresenta-se o zonamento sísmico para Portugal como representado na Figura 3.2. Criaram-se dois zonamentos do território, correspondendo a uma acção sísmica próxima (sismo intraplaca - que pretende representar acção de um sismo de magnitude moderada e a uma pequena distância focal) e uma acção sísmica afastada (sismo interplaca – que pretende representar a acção sísmica de elevada magnitude e a grande distância focal). Assim corrigiu-se uma anomalia conceptual do RSA, que considerava o mesmo zonamento para dois cenários de ocorrência sísmica completamente distintos.

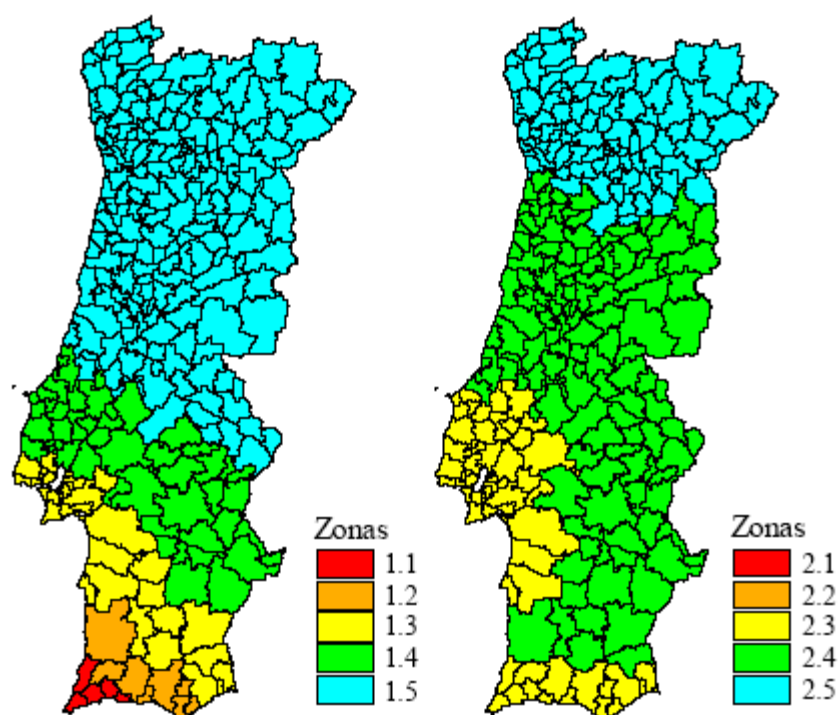


Figura 3.2 – Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas – acção sísmica tipo 1, (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca – acção sísmica tipo 2, (à direita)

No regulamento adoptado no RSA, como referido em cima, é considerado apenas um zonamento e considera-se o país dividido em quatro zonas, que, por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D.

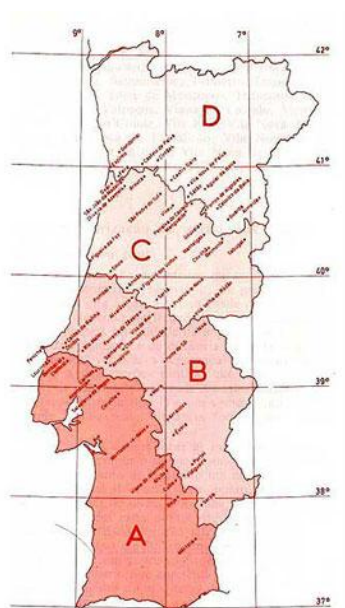


Figura 3.3 – Zonamento sísmico nacional - RSA

### 3.1.6 DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Na maioria dos casos, quando se pretende efectuar a análise sísmica de uma estrutura com comportamento linear, o objectivo é calcular os valores extremos da sua resposta. Para tal, utilizam-se espectros de resposta que representam o movimento sísmico num determinado ponto da superfície.

De uma forma geral, podemos definir espectro de resposta como uma representação gráfica do valor máximo da resposta (deslocamento, esforço, aceleração, ..) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica. Os valores máximos da resposta dos osciladores são função do período ou frequência dos osciladores e do coeficiente de amortecimento.

O Eurocódigo 8 define dois tipos de espectros de resposta: o espectro de resposta elástico e o espectro de resposta de projecto, ou de dimensionamento.

Quando se pretende, como no trabalho em questão, ter em conta o comportamento não linear da resposta de uma estrutura, recorre-se a uma simplificação: utiliza-se um método linear de análise afectando os resultados pelo coeficiente de comportamento, que,

como referido no ponto 3.1.3, tem em conta efeitos não lineares. Evita-se assim a complexidade associada a uma análise não linear.

Neste processo, o espectro de resposta utilizado é o espectro de projecto, ou dimensionamento, que se obtém da divisão do espectro elástico pelo coeficiente de comportamento.

A forma deste espectro considera-se igual para os dois níveis de acção sísmica (acção sísmica de projecto e acção sísmica de serviço), como referido no ponto 3.1.1, e é definida pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \text{ou} \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \\
 T_D \leq T \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad \text{ou} \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g
 \end{aligned}$$

Onde:

- $S_e(T)$  é o espectro de resposta elástico;
- $T$  é o período de vibração dum sistema linear de um grau de liberdade;
- $a_g$  é o valor de cálculo da aceleração de projecto;
- $T_B$  é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;
- $T_C$  é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;
- $T_D$  é o valor que define o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$  é o factor de terreno;
- $q$  é o coeficiente de comportamento;
- $\beta$  é o limite inferior do espectro (o EC8 recomenda  $\beta=0,2$ )



O espectro de resposta elástico toma a forma genérica apresentada na figura 3.4.

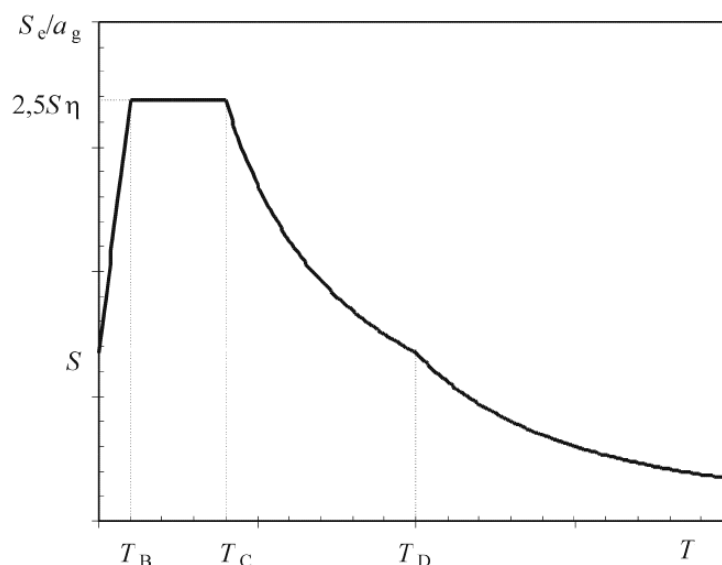


Figura 3.4 – Forma genérica do espectro de resposta elástico (EC8, 2004)

As ondas sísmicas propagam-se sobretudo através do substrato rochoso e atenuam a sua amplitude com a distância percorrida. No entanto, como referido no ponto 2.1 deste trabalho, factores como o tipo de solo atravessado ou a topografia do local influenciam as vibrações à superfície.

O solo pode também ser entendido como uma estrutura solicitada na sua base, no contacto com o substrato rochoso, por uma acção sísmica. Uma estrutura quando solicitada por uma acção sísmica tem tendência a amplificar as amplitudes das vibrações com frequências próximas da sua própria frequência e a atenuar as vibrações com frequências mais distantes. Um solo rijo, por exemplo, é um solo com frequências elevadas. Desta forma, estruturas com frequências mais altas sofrem maiores danos se tiverem este solo na sua fundação, sucedendo o contrário caso o seja brando.

Existe assim claramente uma dependência da acção sísmica relativamente ao tipo de solo. O EC8 considera para este factor as seguintes classes:

Quadro 3.4 – Tipos de Solo (EC8, 2004)

<b>Classe de Solo</b>	<b>Descrição</b>	<b>Velocidade das ondas (m/s)</b>
A	Rocha ou formação geológica caracterizada por uma velocidade de ondas de corte superior a 800m/s, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície	$V_s > 800$
B	Depósitos rijos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros	$360 < V_s < 800$
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha, ou de argila de consistência média, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	$180 < V_s < 360$
D	Depósitos soltos de solos não coesivos, com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brancas; Depósitos com solos predominantemente coesivos de fraca a média consistência	$V_s < 180$
E	Perfil de solo com um extracto aluvionar superficial com espessura variando entre 5 e 20m, situada sobre um extracto mais rígido (com $V_s > 800$ m/s)	$V_s < 360$
S <sub>1</sub>	Depósitos de (ou contendo um extracto com pelo menos 10m) argilas ou siltes brandos com elevado índice de plasticidade (IP>40) e elevado teor de água	$V_s < 100$
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, ou argilas sensíveis, ou outros perfis não incluídos nos tipos anteriores	

Em função do tipo de solo, o Anexo Nacional do EC8 recomenda para as componentes horizontais da acção sísmica tipo 1 (sismo afastado, interplacas) os seguintes valores para as variáveis das expressões em cima descritas,

Quadro 3.5 – Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.1 (EC8, 2008)

<b>Tipo de solo</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub> (s)</b>	<b>T<sub>C</sub> (s)</b>	<b>T<sub>D</sub> (s)</b>
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,2	0,1	0,6	2,0
C	1,3	0,1	0,6	2,0
D	1,4	0,1	0,8	2,0
E	1,4	0,1	0,6	2,0

Quadro 3.6 – Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.2 (EC8, 2008)

<b>Tipo de solo</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub> (s)</b>	<b>T<sub>C</sub> (s)</b>	<b>T<sub>D</sub> (s)</b>
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,2	0,1	0,6	2,0
C	1,4	0,1	0,6	2,0
D	1,6	0,1	0,8	2,0
E	1,5	0,1	0,6	2,0

Quadro 3.7 – Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.3 (EC8, 2008)

<b>Tipo de solo</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub> (s)</b>	<b>T<sub>C</sub> (s)</b>	<b>T<sub>D</sub> (s)</b>
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,2	0,1	0,6	2,0
C	1,5	0,1	0,6	2,0
D	1,8	0,1	0,8	2,0
E	1,7	0,1	0,6	2,0

Quadro 3.8 – Valores dos parâmetros na zona sísmica 1.4 e 1.5 (EC8, 2008)

<b>Tipo de solo</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub> (s)</b>	<b>T<sub>C</sub> (s)</b>	<b>T<sub>D</sub> (s)</b>
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,3	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

e para uma acção sísmica tipo 2 (sismo próximo, intraplacas),

Quadro 3.9 – Valores dos parâmetros na zona sísmica 2.1, 2.2 e 2.3 (EC8, 2008)

Tipo de solo	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,5	0,1	0,25	2,0
D	1,8	0,1	0,3	2,0
E	1,6	0,1	0,25	2,0

Quadro 3.10 – Valores dos parâmetros na zona sísmica 2.4 e 2.5 (EC8, 2008)

Tipo de solo	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Os valores da aceleração máxima de projecto de referência  $a_{gR}$  para as várias zonas sísmicas da NP do EC8 apresentam-se no quadro seguinte:

Quadro 3.11 – Parâmetro  $a_{gR}$  (EC8, 2008)

Acção sísmica tipo 1		Acção sísmica tipo 2	
Zona sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Zona sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	1,5	2.5	0,8

### 3.1.7 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

Para se determinarem os efeitos da acção sísmica num edifício, é necessário recorrer a métodos de análise que se descrevem no ponto 5 do presente trabalho. A escolha do método a utilizar é da responsabilidade do projectista, embora esteja condicionada pelos

critérios de regularidade da estrutura, cuja não verificação impede a utilização dos métodos estáticos.

No quadro 3.12 apresentam-se as hipóteses mais simples para cada um dos casos de regularidade e os correspondentes valores do coeficiente de comportamento a adoptar. O projectista pode adoptar sempre opções mais rigorosas do que as indicadas no quadro.

Quadro 3.12 – Modelos, métodos e valores de coeficiente de comportamento a utilizar consoante a regularidade estrutural do edifício (EC8, 2004)

Regularidade		Modelo Estrutural	Método de análise	Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura			
Sim	Sim	Plano	Estático (forças horizontais)	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal (dinâmico)	Valor reduzido 20%
Não	Sim	Espacial	Estático (forças horizontais)	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal (dinâmico)	Valor reduzido 20%

É pois necessário que uma estrutura verifique critérios de regularidade em planta e em altura para que se possam utilizar os métodos de análise mais simples.

### 3.1.7.1 REGULARIDADE EM PLANTA

Para que uma estrutura se considere regular em planta, deve respeitar os seguintes critérios:

- Simetria em relação a dois eixos ortogonais no que se refere à distribuição de massas e rigidez;
- A forma dos pisos deve ser compacta. Cada piso deve ser delimitado por uma linha convexa. A área exterior à linha não deve exceder 5% da área total do piso;
- Os pisos devem comportar-se como diafragmas, devendo ser suficientemente rígidos em planta de modo a que a sua deformabilidade não altere consideravelmente a distribuição dos esforços entre elementos verticais;

- As dimensões em planta devem satisfazer a condição  $L_{\text{máx.}}/L_{\text{mín.}} \leq 4$ ;
- Limite dos efeitos de torção:

A excentricidade estrutural em cada direcção deve ser igual ou inferior a 30% do raio de torção respectivo:

$$e_0 \leq 0,30r$$

Em que:  $e_0$  é a excentricidade estrutural (distância entre o centro de massa e o centro de rigidez) e  $r$  o raio de torção em cada direcção. O raio de torção pode ser calculado através da seguinte fórmula:

$$r = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}}$$

Sendo  $K_\theta$  a rigidez de torção e  $K$  a rigidez lateral em cada direcção.

O raio de torção em cada direcção deve ser igual ou superior ao raio de giração da massa do piso,  $I_s$ .

$$r \geq I_s$$

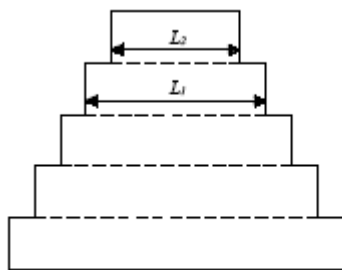
Para um piso de forma rectangular com dimensões  $l$  e  $b$  e massa uniformemente distribuída em planta, o raio de giração é dado por:

$$I_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}}$$

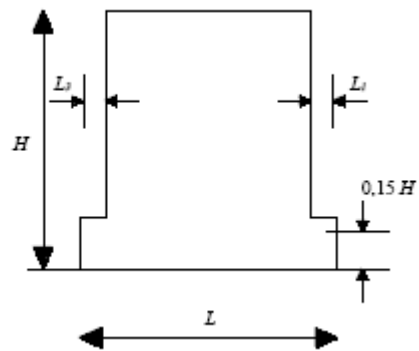
### 3.1.7.2 REGULARIDADE EM ALTURA

As condições de regularidade em altura de uma estrutura têm como objectivo garantir que, em cada uma das duas direcções principais em planta, o comportamento dinâmico é controlado pelo primeiro modo de vibração, mesmo depois da estrutura entrar em regime não linear. Segundo o EC8 devem respeitar-se os seguintes critérios:

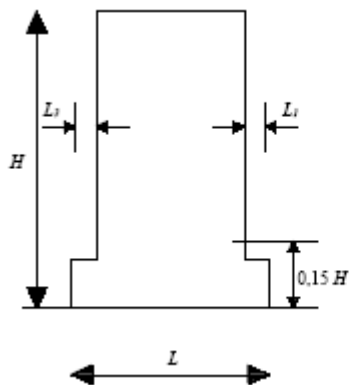
- Deve existir continuidade dos elementos verticais resistentes desde a fundação até ao último piso;
- A distribuição de massas e rigidez lateral não deve ter descontinuidades significativas em altura. O EC8 não prescreve no entanto valores limite para estas variações;
- A relação entre resistência real e resistência necessária não deve variar desproporcionadamente;
- No caso de existirem recuos nos edifícios, estes devem respeitar os seguintes limites:
  1. Em recuos graduais e simétricos, os recuos não podem exceder 20% da dimensão do piso inferior;
  2. Em casos de um único recuo, num nível superior a 15% da altura do edifício, a redução não pode exceder 20% da dimensão do piso inferior;
  3. Em casos de um único recuo, num nível inferior a 15% da altura do edifício, a redução não pode exceder 50% da dimensão do piso inferior;
  4. Em casos de recuos graduais e assimétricos, cada recuo não pode exceder 10% da dimensão no piso inferior e a soma de todos os recuos não pode exceder 30% da dimensão do piso da base.



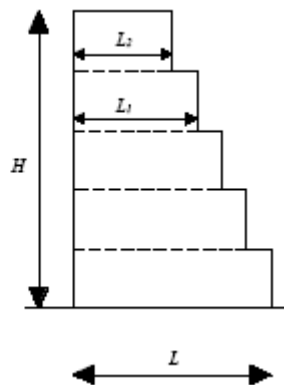
$$1: \frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$



$$2: \frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$



$$3: \frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$



$$4: \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Figura 3.5 – Critérios de regularidade de edifícios com recuos (EC8, 2004)



## CAPÍTULO 4

### O EDIFÍCIO

#### 4.1 ENQUADRAMENTO

Este trabalho tem como objectivo analisar uma estrutura no *campus* da Universidade Nova de Lisboa. Neste capítulo e nos seguintes a atenção centrar-se-á no edifício em questão, definindo as suas características físicas, integrando-o nos conceitos abordados nos capítulos anteriores e efectuando a análise sísmica do mesmo através de um programa de cálculo.

A estrutura corresponde ao edifício do Departamento de Engenharia Civil (DEC) localizado no *campus* da Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, concelho de Almada, Área Metropolitana de Lisboa. trata-se portanto de um edifício escolar.

O DEC é constituído por uma estrutura de betão armado com 4 pisos, 3 deles elevados. O edifício é dividido em 2 módulos: o A, onde funcionam gabinetes de professores, que possui em planta as dimensões 17.89 x 16.60 m, e o B, das salas de aula, com as medidas 57.98 x 19.94 metros. A cobertura do edifício, em ambos os módulos, considera-se não acessível.

Existe um passadiço metálico a unir os dois módulos do edifício e servindo de passagem entre ambos (Figura 4.3).

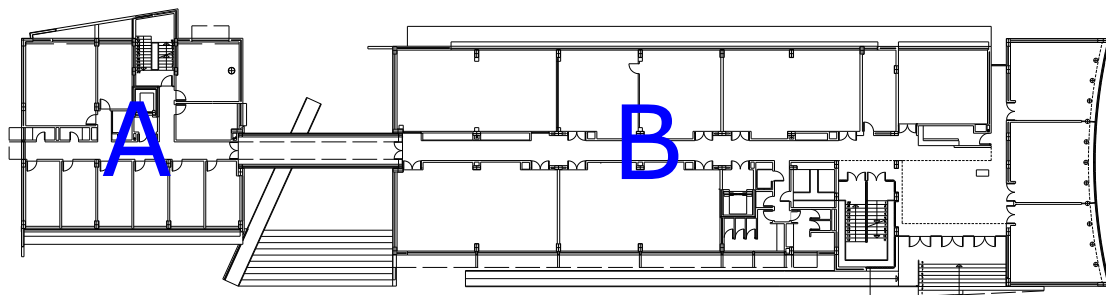


Figura 4.1 – Módulos do edifício

Nas figuras seguintes (4.2, 4.3, 4.4 e 4.5) é efectuada uma apresentação fotográfica do edifício. Em 4.3 e 4.4, pode-se observar o nível do terreno em contacto com o edifício.



Figura 4.2 – Módulo B do edifício



Figura 4.3 – Módulo A do edifício



Figura 4.4 – Módulo B do edifício



Figura 4.5 – Módulos A e B do edifício

O estudo teve como base as plantas de arquitectura e de estruturas do edifício.

## **4.2 SOLUÇÃO ESTRUTURAL**

### **4.2.1 GENERALIDADES**

A superestrutura do edifício em betão armado é constituída sobretudo por pilares e lajes fungiformes. Existem também vigas colocadas em locais específicos da estrutura (zonas de extremidade e de escadas).

Os núcleos dos elevadores e as paredes de contenção da cave ( piso número 1) são executados com paredes de betão armado, contribuindo de forma efectiva para a absorção de acções horizontais, nomeadamente a sísmica. Estas paredes de contenção (muros de suporte de terras) existem devido às variações de cotas de implantação dos diversos corpos, protegendo a estrutura dos impulsos do terreno.

#### **4.2.1.1 FUNDAÇÕES**

As fundações do edifício são directas por intermédio de sapatas rígidas de betão armado e pelo muro de contenção.

#### **4.2.1.2 LAJES**

O edifício possui lajes fungiformes monolíticas (constituídas apenas por betão-armado) nervuradas, executadas com moldes de polipropileno recuperáveis tipo ATEX 900 (FERCA), com espessura constante de 0,375m. As lajes são armadas em duas direcções e maciças entre pilares. Simplificadamente, consideraram-se as lajes com características constantes em toda a sua área.

A opção pela utilização de lajes fungiformes num edifício tem diversas vantagens. Este tipo de lajes, que apoia directamente nos pilares, tem uma menor espessura quando comparadas com lajes vigadas, permite a fácil colocação de tectos falsos para além da sua execução em obra ser geralmente mais simples e implicar menores custos.

No entanto, o comportamento sísmico deste tipo de elementos não se encontra ainda completamente caracterizado. Devido a este facto, o EC8 não indica coeficientes de comportamento para edifícios com lajes fungiformes, entendendo que a ligação pilar/laje

fungiforme não contribui para a dissipação de energia da estrutura. Recomenda-se que nestes casos as lajes não sejam projectadas para resistir a esforços sísmicos. Com a passagem do EC8 a norma, e se não surgir uma clarificação quanto ao comportamento e aplicabilidade deste tipo de estruturas, pode deixar de ser válida a sua utilização para fins de resistência sísmica.

#### 4.2.1.3 VIGAS

As vigas do edifício localizam-se em locais “especiais”, como no apoio de lajes, apoio do passadiço metálico e em zonas de bordadura para absorver esforços de punção.

As dimensões e características das secções rectangulares das vigas de betão armado utilizadas em ambos os módulos encontram-se nos quadros seguintes.

Quadro 4.1 – Vigas do módulo A

<b>MODULO A</b>	<b>Dimensões</b>			<b>Inércia</b>	
<b>Viga</b>	<b>Z (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>em Z (m<sup>4</sup>)</b>	<b>em Y (m<sup>4</sup>)</b>
VA 10	0,60	0,26	0,156	0,0009	0,0047
VA 13	0,75	0,35	0,262	0,0027	0,0123
VA 18	0,75	0,35	0,262	0,0027	0,0123
VA 21	1,24	0,45	0,556	0,0094	0,0706

Quadro 4.2 – Vigas do módulo B

<b>MODULO B</b>	<b>Dimensões</b>			<b>Inércia</b>	
<b>Viga</b>	<b>Z (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>em Z (m<sup>4</sup>)</b>	<b>em Y (m<sup>4</sup>)</b>
VB 9	0,60	0,30	0,180	0,0014	0,0054
VB 10	0,75	0,37	0,278	0,0032	0,0130
VB 11	0,82	0,35	0,289	0,0029	0,0164
VB 12	0,75	0,37	0,278	0,0032	0,0130
VB 13	0,60	0,30	0,180	0,0014	0,0054
VB 14	0,60	0,30	0,180	0,0014	0,0054
VB 15	0,80	0,30	0,240	0,0018	0,0128
VB 16	1,01	0,23	0,232	0,0010	0,0197
VB 17	0,60	0,30	0,180	0,0014	0,0054
VB 18	0,60	0,30	0,180	0,0014	0,0054
VB 20	1,24	0,35	0,432	0,0044	0,5494
VB 21	1,01	0,30	0,303	0,0023	0,0258
VB 22	0,73	0,20	0,146	0,0005	0,0065
VB 23	1,01	0,30	0,303	0,0023	0,0258
VB 24	1,01	0,30	0,303	0,0023	0,0258

#### **4.2.1.4 PILARES**

Os pilares em betão armado do sistema estrutural existente no edifício recebem directamente as acções provenientes das lajes fungiformes, estando ligadas monoliticamente a estas. Nas zonas de escadas e em pontos da bordadura, os pilares ligam-se monoliticamente às vigas que os solicitam.

O facto da laje fungiforme apoiar directamente nos pilares, sem a existência de vigas, diminui consideravelmente as restrições à rotação dos pilares ao nível dos pisos, o que aumenta os deslocamentos e esforços internos quando a estrutura é sujeita a forças horizontais.

Para que este tipo de solução estrutural se comporte satisfatoriamente quando solicitada por forças horizontais, não criando esforços demasiado elevados nos pilares, é necessário aumentar a rigidez global do edifício. No edifício em questão, a rigidez foi aumentada através da inclusão de caixas de escada e de elevador em betão armado e pela colocação de vigas em zonas periféricas das lajes.

Os pilares periféricos, ou mais restringidos, serão portanto aqueles em que deverá existir uma maior resistência à acção sísmica.

Ao contrário do que acontece nas vigas, existe um número muito elevado de pilares que apesar de possuírem idênticas dimensões de secção transversal, diferem bastante na capacidade resistente devido à área de armadura. Optou-se, no caso dos pilares, por nesta fase identificar os tipos de pilar existentes no edifício de acordo com as suas dimensões, área de secção e respectivas inércias.

Quadro 4.3 – Pilares do edifício

Tipo de Pilar	Dimensões		Área (m <sup>2</sup> )	Inércia	
	Z (m)	Y (m)		em Z (m <sup>4</sup> )	em Y (m <sup>4</sup> )
1	0,3	0,6	0,18	0,0054	0,0013
2	0,26	0,6	0,156	0,0047	0,0009
3	0,5	0,5	0,25	0,0052	0,0052
4	0,35	0,6	0,21	0,0063	0,0021
5	0,8	0,3	0,24	0,0018	0,0128
6	0,35	0,35	0,1225	0,001251	0,001251
7	0,6	0,6	0,36	0,0108	0,0108
8	0,6	0,3	0,18	0,0013	0,0054
9	0,9	0,3	0,27	0,002	0,0182
10	0,6	0,6	0,36	0,0108	0,0108
11	0,3	1,3	0,39	0,0549	0,0029
12	0,6	0,6	0,336	0,0068	0,0254
13	0,9	0,28	0,259	0,0017	0,0185
14	0,3	0,3	0,09	0,000675	0,000675



Figura 4.6 – Pilar 13

As inércias dos pilares do tipo 12 e 13 foram calculadas de acordo com as suas dimensões exactas, os valores das dimensões Z e Y que se encontram na tabela servem apenas para representação gráfica no programa de cálculo. A análise efectuada ao pilar do tipo 13 (a que corresponderá o número 40) no capítulo 7 considera-se por simplificação uma secção rectangular, geometria muito semelhante à real.

#### 4.2.2 MATERIAIS

O edifício foi construído com um betão B30.1.

Para a modelação foi adoptado o betão que, segundo a nova regulamentação, é equivalente ao B30.1 utilizado na construção do edifício, ou seja, um betão da classe C25/30.

Este betão tem um módulo de elasticidade médio aos 28 dias de 30.5 GPa, um peso volumico de 25 kN/m<sup>3</sup>, uma massa por unidade de volume de 2,5 ton/m<sup>3</sup>, um coeficiente de Poisson de 0.3 e um coeficiente de amortecimento de 5%.

### 4.2.3 ACÇÕES

As acções consideradas na análise da estrutura do edifício (exceptuando a acção sísmica) são:

#### 4.2.3.1 ACÇÕES PERMANENTES

- |   |                       |
|---|-----------------------|
| • Peso Próprio dos elementos de betão armado, em geral  | 25 kN/m <sup>3</sup>  |
| • Peso Próprio dos elementos de aço em perfis, em geral | 77 kN/m <sup>3</sup>  |
| • Peso Próprio, ponderado, das lajes fungiformes        | 5.2 kN/m <sup>3</sup> |
| • Peso Próprio de paredes exteriores                    | 12.5 kN/m             |
| • Peso Próprio de paredes interiores distribuídas       | 2.5 kN/m <sup>2</sup> |
| • Revestimentos de pavimentos e tectos falsos           | 1.2 kN/m <sup>2</sup> |
| • Revestimentos de coberturas em terraço                | 1.7 kN/m <sup>2</sup> |

#### 4.2.3.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| • Sobrecarga em sala de aula e administrativas | 3.0 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sobrecarga em coberturas não acessíveis      | 1.0 kN/m <sup>2</sup> |



## CAPÍTULO 5

---

# AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE ESTRUTURAS

A avaliação do efeito das acções sísmicas nas estruturas pode ser feita recorrendo a diferentes abordagens no que respeita à modelação da estrutura (modelos planos ou tridimensionais, como será visto no Capítulo 6) ou ao método de análise (estática ou dinâmica). Como já se referiu, existem métodos de análise linear e métodos de análise não linear. Estes métodos admitem respectivamente, um comportamento linear e não linear da estrutura. Segundo o EC8, podem efectuar-se as seguintes análises:

- Análises Elásticas Lineares
  - Análises estáticas equivalentes;
  - Análises dinâmicas modais, por espectro de resposta.
- Análises Elásticas Não Lineares
  - Análises estáticas não lineares;
  - Análises dinâmicas não lineares.

No passado, as análises estáticas eram as mais correntemente utilizadas para o dimensionamento sísmico de estruturas. No entanto, é óbvio que a resposta das estruturas ao fenómeno sísmico é sempre uma resposta dinâmica. Por outro lado, como mencionado aquando da definição do coeficiente de comportamento, as acções sísmicas mais violentas levam frequentemente a que se ultrapassem os limites elásticos das propriedades dos materiais, levando a que a resposta passe a ser não linear.

Em projecto, opta-se recorrentemente por uma simplificação que consiste em efectuar análises elásticas lineares, dividindo os esforços pelo coeficiente de

comportamento, tendo assim em conta de uma forma indirecta o comportamento não linear da estrutura. Os métodos de análise dinâmica não linear são aqueles que mais aproximam o comportamento real de uma estrutura. No entanto, são análises muito mais complexas, utilizadas sobretudo para fins de investigação ou em casos especiais. Para esses métodos, o EC8 propõe que se utilizem valores de rigidez dos elementos estruturais considerando-os como fendilhados (no caso de estruturas de betão e de alvenaria).

Os métodos estáticos estão ainda condicionados pelos critérios de regularidade da estrutura (ver 3.1.7).

## 5.1 MÉTODOS DE ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

Comece-se pois por centrar a atenção nos métodos mais utilizados no projecto de estruturas, os métodos de análise elástica linear.

- Análises estáticas equivalentes

Tanto o EC8 como o RSA permitem, respeitando determinadas condições, que se utilize um método simplificado de análise estática. Este método simula a acção sísmica através da aplicação à estrutura de um conjunto de forças horizontais. Estas forças estáticas são calculadas de forma conservadora, levando a que os esforços induzidos sejam ligeiramente superiores aos obtidos quando é efectuada uma análise dinâmica.

Esta aproximação é válida apenas para edifícios que não sejam demasiado assimétricos. Quando sujeitos a uma acção sísmica, a sua resposta dinâmica deve ser tal que as rotações nos pisos sejam inferiores às translações. Da mesma forma, é necessário que as estruturas respeitem as condições de regularidade em altura e em planta.

O cálculo das forças horizontais equivalentes através do EC8 é efectuado através de um conjunto de equações que têm como base a distribuição de massa no edifício. A resultante das forças é função do espectro de resposta ( $S_d$ ) e logo, do tipo de solo em que se

encontra a estrutura ( $T_1$ ), da massa do edifício ( $m$ ) e de um factor correctivo que tem em conta a forma como a estrutura se deforma ( $\lambda$ ).

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda$$

A distribuição das forças equivalentes por cada piso pode ser feita aproximando a deformada da estrutura ao seu primeiro modo de vibração. Para isso, pondera-se a importância relativa de cada piso, através de uma análise das suas massas e distâncias ao solo.

- Análises dinâmicas modais, por espectro de resposta

A análise dinâmica linear através de espectro de resposta é o método mais frequentemente utilizado para avaliar o comportamento sísmico de uma estrutura.

Na análise que agora se descreve, são primeiramente determinadas as frequências naturais e os correspondentes modos de vibração. Os valores máximos de um determinado parâmetro (deslocamentos, forças, acelerações,...), que são de facto os que interessam para o dimensionamento da estrutura, são obtidos através de uma combinação das respostas de cada modo de vibração. Cada modo da estrutura comporta-se como um sistema de um grau de liberdade a que corresponde uma frequência de vibração e, no espectro de resposta, a um determinado valor espectral. Os modos de vibração têm diferente influência no cálculo dos valores máximos dos parâmetros.

Os programas de elementos finitos existentes actualmente possuem diversos métodos que executam esta combinação, ponderando com rigor a importância de cada modo no resultado máximo da grandeza pretendida. De entre eles podem-se referir os métodos CQC “Combinação Quadrática Completa” (Complete Quadratic Combination) e SRSS “Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados” (Square Root of Sum of Squares), por serem os mais utilizados.

## 5.2 MÉTODOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR

Os métodos de análise não linear são aqueles que melhor simulam o comportamento de uma estrutura mas exigem processos de cálculo mais complexos e trabalhosos, sobretudo na análise dinâmica, o que leva a que não sejam habitualmente utilizados quando se deseja projectar a estrutura de um edifício corrente.

Neste tipo de análises, o modelo matemático utilizado deve incluir a resistência dos elementos e o seu comportamento pós-cedência, uma vez que o comportamento não linear se caracteriza unicamente pela cedência das armaduras.

É efectuada uma análise simples e resumida destes métodos.

- Análises estáticas não lineares

Com a crescente importância do controlo dos deslocamentos locais e globais nas estruturas, surgiram novos processos de dimensionamento sísmico. Um desses métodos foi a Análise Estática Não Linear com controlo de deslocamentos, vulgarmente designada *Pushover*. Neste tipo de análise, a estrutura é submetida às cargas gravíticas e a cargas horizontais incrementadas monotonicamente.

O método previsto no EC8 para este tipo de análise é o método N2. De forma geral, este método consiste na aplicação progressiva de forças laterais à estrutura, aplicadas ao nível dos pisos, tal como acontece no caso da análise estática linear. Considera-se no entanto o comportamento não linear dos materiais, excedendo os limites elásticos. Para tal é necessário, para além do conhecimento da geometria dos elementos estruturais de betão, conhecer as armaduras existentes, para que se possa calcular os momentos de cedência e caracterizar o comportamento pós-cedência da estrutura. (Bento, 2003)

Neste método atinge-se sequencialmente a cedência e o colapso dos elementos, obtendo-se a capacidade de resistência global da estrutura e permitindo identificar as suas

zonas críticas. Constitui pois um processo efectivo para conhecimento do desempenho sísmico da estrutura depois de efectuado o dimensionamento.

- Análises dinâmicas não lineares

Como referido acima, as análises dinâmicas não lineares são as mais exactas, uma vez que desse modo se consegue uma melhor aproximação do comportamento das estruturas à realidade. Contudo, a elevada complexidade destas análises, principalmente na modelação da estrutura e na definição da acção sísmica, que neste caso se faz através de acelerogramas, faz com que não sejam as mais apropriadas e utilizadas no dimensionamento sísmico.

Os métodos de integração passo-a-passo são exemplos de métodos de análise dinâmica não linear que permitem considerar a variação de rigidez e do amortecimento ao longo do tempo, respeitando o comportamento físico não linear dos materiais.

O método das diferenças centrais e o método de Newmark são dois métodos de integração utilizados. (Chopra, 1995)

### **5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA**

Neste capítulo, foi feita uma resenha dos métodos utilizados na análise estrutural de uma estrutura quando sujeita à acção sísmica. Ao se optar por um método de análise, podem-se utilizar modelos de comportamento linear ou não linear da estrutura e recorrer a métodos estáticos ou dinâmicos. Esta escolha está condicionada no entanto pelas verificações de regularidade do edifício, uma vez que, se não respeitarem os critérios descritos no EC8 e definidos no ponto 3.1.7, as estruturas não poderão ser analisadas recorrendo a métodos estáticos (ver quadro 3.12). Utilizando uma análise linear é ainda possível, dividindo os valores dos esforços pelo coeficiente de comportamento, assumir um comportamento não linear.

Os métodos de análise não linear são utilizados essencialmente como um processo de análise e verificação. Espera-se que surjam evoluções, integradas em regulamentos, que permitam a utilização mais generalizada destes processos no projecto de estruturas aos sismos.

## **CAPÍTULO 6**

---

### **MODELAÇÃO**

A avaliação dos efeitos das acções horizontais sobre as estruturas pode ser efectuada recorrendo a diferentes alternativas no que respeita à modelação da estrutura. Os modelos utilizados podem ser planos ou tridimensionais.

Aumentando gradualmente a complexidade dos modelos e logo a qualidade dos resultados obtidos, pode-se optar por um modelo simplificado por associação plana (estrutura comboio), por um modelo de 3 graus de liberdade por piso ou por um modelo espacial (3D) da estrutura, a que também se chama modelo “exacto”.

A análise efectuada no presente trabalho teve como base uma modelação espacial (3D) da estrutura através de um programa de elementos finitos – ANSYS (ANSYS Manual,2007), pelo que se efectuará uma definição com algum pormenor do modelo. Não obstante, apresentam-se resumidamente os dois tipos de modelos alternativos.

#### **6.1 ASSOCIAÇÃO PLANA (ESTRUTURA COMBOIO)**

O método de associação plana consiste numa associação de sub-estruturas planas de contraventamento (pórticos e/ou paredes) numa só direcção. É efectuada uma compatibilização dos deslocamentos pelo piso rígido segundo o deslocamento horizontal no plano.

Este método, para além da facilidade de análise e sistematização de resultados (por pórtico) de que se reveste, pode ser aplicado num programa de pórticos planos; no entanto, apenas é considerado o comportamento numa só direcção.

#### **6.2 MODELO DE 3 GRAUS DE LIBERDADE POR PISO**

Neste modelo, é efectuada uma associação de sub-estruturas planas de contraventamento (pórticos e/ou paredes) em qualquer direcção. A compatibilização pelo piso rígido é, neste

caso, efectuada segundo 3 deslocamentos horizontais (duas translações e uma rotação).

A análise e sistematização de resultados, embora um pouco mais complexa que no modelo anterior, é mais fácil do que num modelo espacial da estrutura. O método considera um comportamento tridimensional e um número baixo de graus de liberdade ( $3 \times n^\circ$  de pisos) da estrutura.

### **6.3 MODELO ESPACIAL (3D) DA ESTRUTURA**

O modelo espacial da estrutura é caracterizado por um elevado número de graus de liberdade e pela correspondente dificuldade em analisar e sistematizar os resultados, o que leva a que exija potentes programas de cálculo automático, baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF).

O conceito de método de elementos finitos, como o próprio nome indica, consiste na divisão de um domínio contínuo em subdomínios designados elementos finitos, com uma geometria mais simples que o original. Cada elemento finito possui um número de nós, pontos, a partir dos quais se estabelece o campo de deslocamentos. Neste processo de discretização dos elementos, pressupõe-se uma divisão numa malha de elementos finitos, que se pretende seja a menos distorcida possível a fim de evitar desvios nos resultados obtidos.

#### **6.3.1 MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO**

A modelação consistiu na representação da estrutura, constituída por pilares, vigas e lajes considerando betão fendilhado. Estes elementos foram modelados relativamente à sua linha/plano médio, o que provocou ligeiras alterações nas dimensões do edifício, em ambos os módulos. A altura dos pisos passou a ser a indicada no quadro 6.1.

Em peças lineares, apenas o eixo é representado, supondo-se que tanto as cargas como as condições de apoio existem e localizam-se em pontos desse eixo. No caso das lajes, é representado o seu plano médio e admite-se que as cargas e condições de apoio se localizam em pontos desse plano.



Quadro 6.1 – Altura dos pisos

	<b>H [m]</b>
Piso 1	3,6675
Piso 2	7,5225
Piso 3	11,3775
Piso 4	15,2325

Analizou-se o comportamento individual de cada módulo do edifício. Esta opção deveu-se ao facto das estruturas possuírem acções condicionantes de diferente configuração, com diferentes características. Deste modo, consegue-se igualmente uma análise de resultados de melhor qualidade, devido à redução de elementos no ficheiro permitindo que se considerem elementos com as dimensões de acordo com o estudo efectuado no ponto 3.1.6 no presente capítulo e uma consequente simplificação da análise.

Ao longo do processo de modelação do edifício, tomaram-se decisões que pretenderam aproximar o mais possível o modelo à realidade. Apresentam-se em seguida alguns pontos da modelação que merecem especial atenção.

#### **6.3.1.1 ELEMENTOS**

As vigas e pilares são considerados elementos de barra. O ANSYS utiliza o elemento BEAM4 para vigas e pilares, que consiste num elemento uniaxial (barra com dois nós) com tensão, compressão, torção e flexão. O elemento possui rigidez, capacidade de deformação e seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direcções x, y e z ; rotações nos eixos x, y e z.

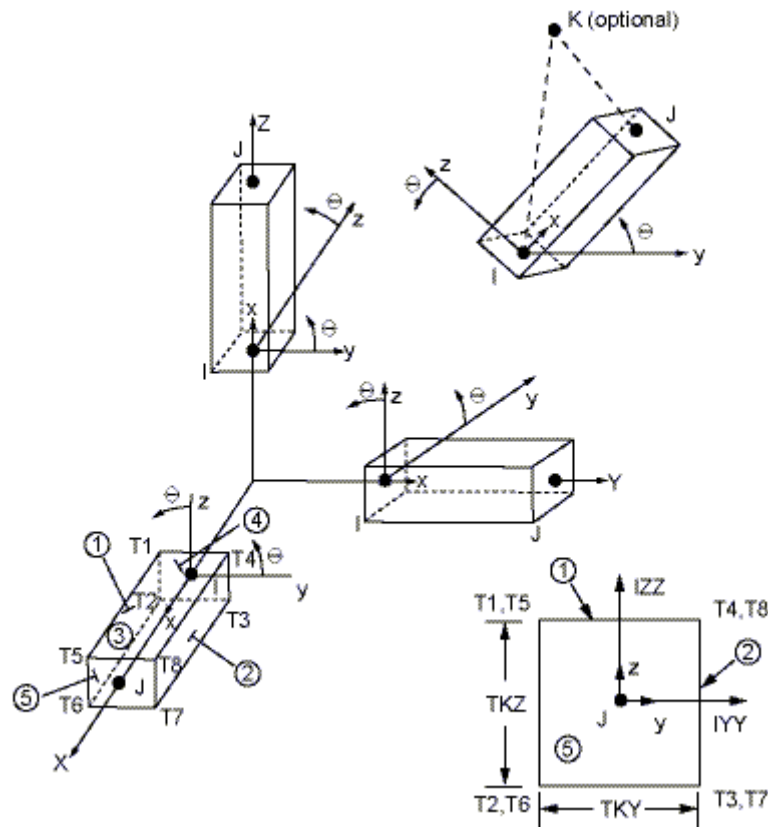


Figura 6.1 - Geometria do elemento BEAM4

As lajes e paredes resistentes são representadas através de elementos finitos de casca. Utilizou-se o elemento SHELL63 que permite a aplicação de cargas normais e transversais ao plano. Este elemento possui quatro nós e tal como o BEAM4, rigidez, capacidade de deformação e seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direcções  $x$ ,  $y$  e  $z$ ; rotações nos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ .

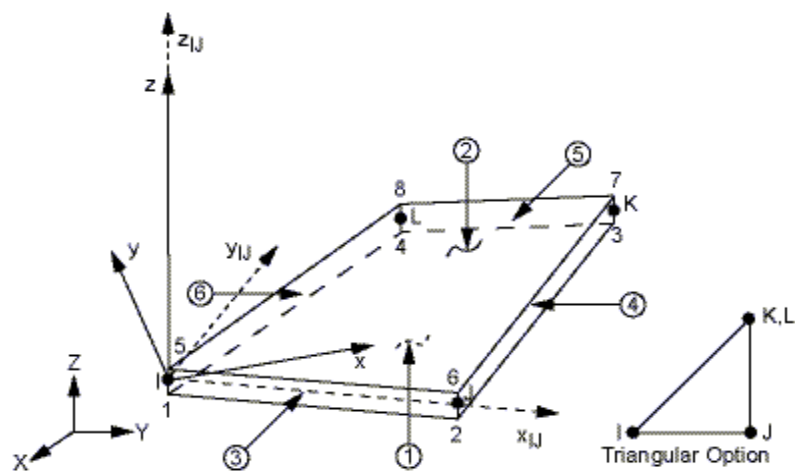


Figura 6.2 - Geometria do elemento SHELL63

A opção por representar as paredes desta forma deveu-se ao facto da descarga das lajes na parede fazer com que esta funcione principalmente como membrana (cargas no plano), conseguindo-se desta forma uma melhor aproximação do funcionamento real da parede, que funciona como um único corpo de betão armado.

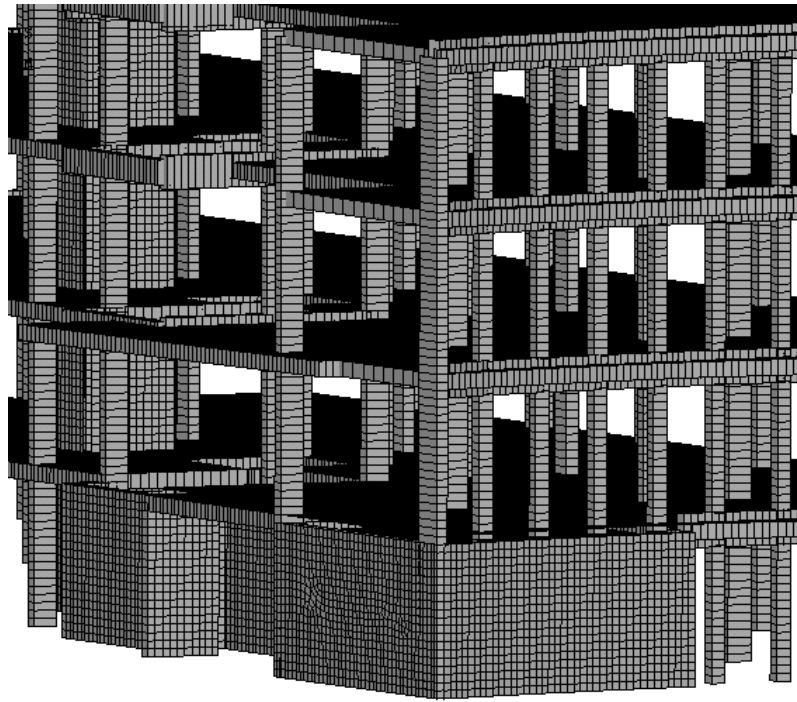


Figura 6.3 – Muro de Suporte

#### 6.3.1.2 MATERIAIS

Considerou-se o material já referido anteriormente, um betão da classe C25/30, com densidade de  $2500 \text{ kg/m}^3$ , um módulo de elasticidade de  $3.05\text{E}+10 \text{ Pa}$  e um coeficiente de Poisson com o valor 0.3.

Houve, no entanto, a necessidade de criar um novo material para as lajes. Este material possui as mesmas características do material anterior, com excepção da densidade, que é agora  $1387 \text{ kg/m}^3$ . Este valor é obtido a partir de uma ponderação da laje, devido ao seu aligeiramento, dividindo o valor da acção permanente da laje fungiforme, apresentado no ponto 4.2.3.1 do trabalho, pela espessura da laje.

### 6.3.1.3 APOIOS

Foram considerados encastramentos na base dos pilares do primeiro andar e ao longo da face inferior das paredes resistentes deste mesmo andar. Este tipo de condição de apoio bloqueia todos os deslocamentos e rotações possíveis no nó.

No piso 1 existem paredes de contenção (muros de suporte de terras) devido às variações de cota do terreno circundante ao edifício. A simulação de apoio do muro nas terras foi efectuada introduzindo uma fundação elástica.

A rigidez da fundação é simulada pela rigidez de molas colocadas em cada elemento finito do muro de suporte, condicionando os seus deslocamentos. O valor de cada mola é calculado pela expressão:

$$K_i = K_s \times A_i$$

Em que,

$K_i$  é a rigidez da mola no nó  $i$ ,

$K_s$  é o módulo de reacção do solo e,

$A_i$  é a área de influência do nó  $i$  na malha

Quadro 6.2 – Módulo de reacção do solo (Bowles, 2001)

Solo	$k_s, \text{kN/m}^3$
Areia solta	4800 – 16000
Areia mediamente densa	9600 – 80000
Areia densa	64000 – 128000
Areia argilosa mediamente densa	32000 – 80000
Areia siltosa mediamente densa	24000 – 48000
Solo argiloso: $q_0 \leq 200 \text{ kPa}$ $200 < q_0 \leq 800 \text{ kPa}$ $q_0 > 800 \text{ kPa}$	12000 – 24000
	24000 – 48000
	> 48000

Segundo Bowles, em *Foundations analysis and design* considera-se para o caso em questão um módulo de reacção  $K_s=60\,000\text{ kN/m}^3$ . Logo:

$$K_i = K_s \times A_i = 60000000 \times 0.5 \times 0.5 = 1.5 \times 10^6 \text{ N/m}$$

(Considera-se a área de influência de cada nó  $A_i=0.5 \times 0.5\text{ m}^2$ , resultado de um estudo de convergência de malha que permitiu aferir a melhor malha a utilizar para o problema em questão. Este estudo é apresentado no ponto 3.1.6 do presente capítulo).

As paredes de contenção foram simplificadamente simuladas até à laje superior do piso 1. No entanto, na realidade estas paredes possuem uma altura ligeiramente inferior. Esta diferença foi tida em conta na aplicação dos apoios na parede, colocando-os apenas até à altura real.

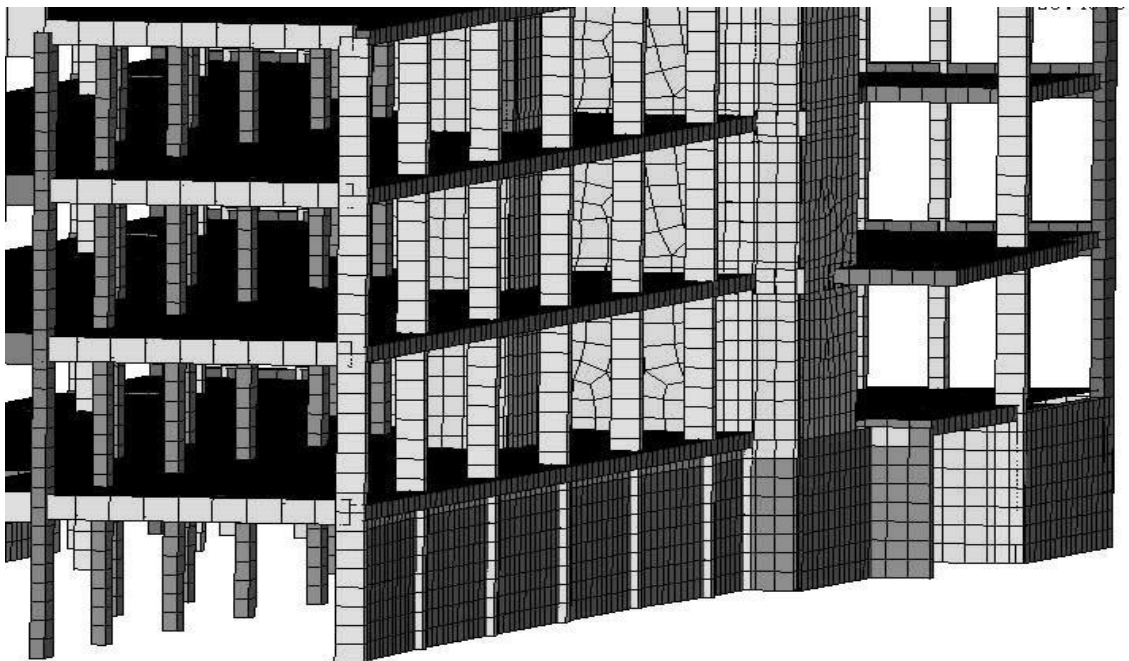


Figura 6.4 – Muro de Suporte de Terras (Módulo B)

### 6.3.1.4 MASSAS

As paredes divisórias do edifício foram representadas através de massas, descarregando directamente nos pilares. O peso de cada parede distribui-se pelos pilares que a limitam.

Neste exemplo considere-se uma parede do edifício que pesa  $P$  e cujo peso se distribui de igual forma para ambos os pilares.

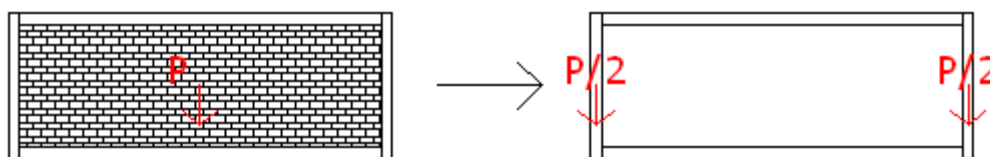


Figura 6.5 – Parede divisória 1

Posteriormente, tendo em conta a área de influência de cada “nó” (metade do pilar) distribui-se o peso pela parte superior e inferior desse mesmo pilar.

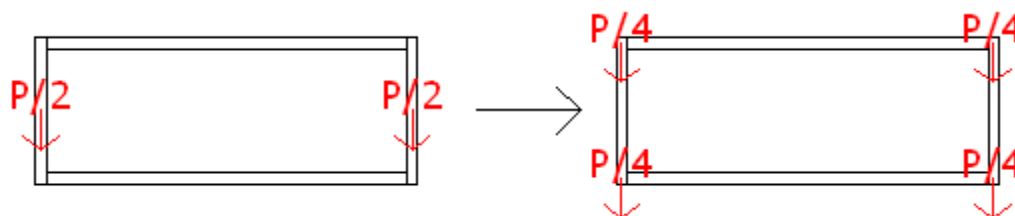


Figura 6.6 – Parede divisória 2

No caso de uma parede que se prolonga pelos quatro andares do edifício, situação existente no caso em estudo (ex. parede exterior), tem-se o esquema da figura seguinte.

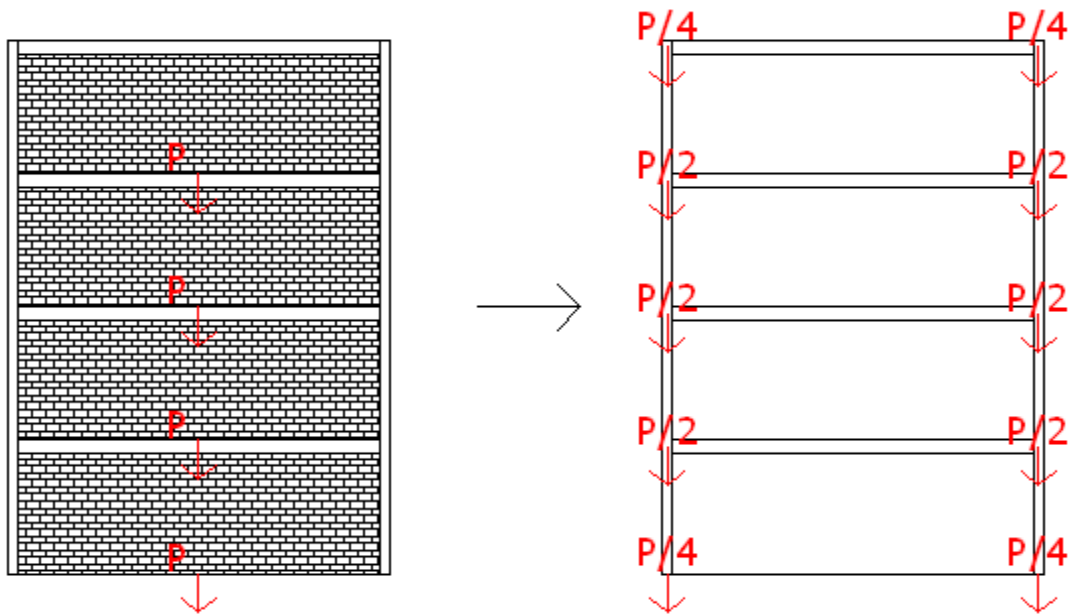


Figura 6.7 – Parede divisória 3

O peso das paredes divisórias inclui-se no peso próprio do edifício. As restantes cargas permanentes e sobrecargas, apresentadas no ponto 4.2.3, consideram-se distribuídas uniformemente nas lajes.

A aplicação das acções é condicionada pelas combinações de cada regulamento. No capítulo 7 deste trabalho serão analisadas as combinações utilizadas para a análise de resistência sísmica do edifício.

#### 6.3.1.5 IMPULSOS DE TERRAS

Ao observar-se o edifício a partir do exterior, verifica-se que as terras não cobrem toda a parede do piso 1, existindo uma janela entre a laje e a parede resistente (Fig 6.8). Considera-se portanto, simplificadamente, que os impulsos de terras actuam numa altura de 3.2 metros. Recorde-se que o piso 1 tem 3.6675 metros de altura.



Figura 6.8 – Localização das terras

A teoria de Rankine constitui a base de um método que permite determinar as pressões sobre uma determinada estrutura de suporte rígida quando esta contacta com um maciço em estado de equilíbrio limite.

Considerando um solo seco e homogéneo com um ângulo de atrito interno  $\Phi$  de 30 graus e um peso específico de valor  $\gamma_{\text{terreno}} = 18 \text{ kN/m}^3$ . O diagrama de pressões é triangular, linearmente crescente em profundidade e a sua resultante é dada por:

$$I_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2$$

Em que,

$I_a$  é a resultante do impulso activo

$h$  é a altura do muro e,

$K_a$  é o coeficiente de impulso activo.



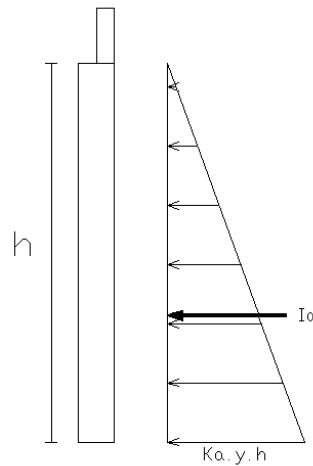


Figura 6.9 – Impulso activo segundo a teoria de Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.33$$

$$I_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times 3.2^2 = 30410 \text{ N/m}$$

Para uma maior aproximação do efeito exacto dos impulsos de terras no muro, sabendo que a divisão da malha de elementos finitos é de 0.5 metros, calcula-se a resultante dos impulsos para cada elemento.

$$\sigma_h = K_a \times \gamma \times h = 0.33 \times 18 \times 3.2 = 19008 \text{ N/m}^2$$

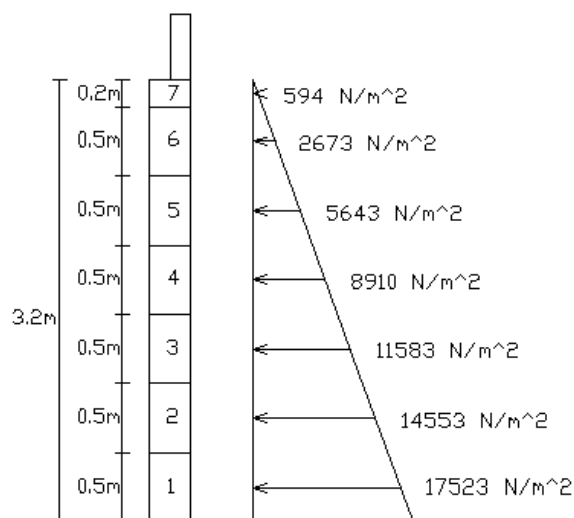


Figura 6.10 – Tensões nos elementos do muro

O que vai resultar, em elementos de 0.5 x 0.5 metros em forças pontuais, com os valores indicados no quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Impulsos de terras no muro

Elemento	Tensão [N/m <sup>2</sup> ]	Força [N]
7	594	148.50
6	2673	668.25
5	5643	1410.75
4	8910	2227.50
3	11583	2895.75
2	14553	3638.25
1	17523	4380.75

Na figura 6.11 pode-se observar a modelação em ANSYS dos impulsos de terra no muro.

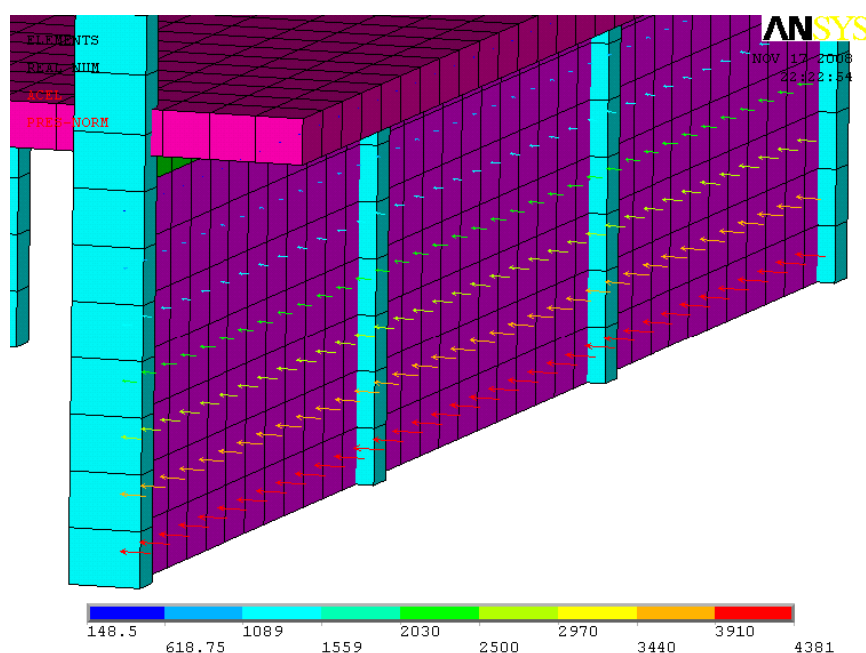


Figura 6.11 – Impulsos de terras

### 6.3.1.6 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A construção de uma malha através da discretização dos elementos não garante por si só resultados satisfatórios. Esta deve ser refinada consoante as diferentes situações em questão e o grau de precisão desejado para os resultados.

À medida que se refina uma malha de elementos finitos, a solução numérica tende para a solução exacta. No entanto, uma boa malha não se traduz numa malha com o maior número de elementos possíveis, havendo malhas que com menor número de elementos, não despendem tantos recursos e fornecem resultados bastante precisos, por vezes tão bons quanto os obtidos com uma malha mais refinada.

Uma forma de se verificar a precisão dos resultados numéricos é recorrendo ao estudo de convergência da solução. A eficiente interpretação destes resultados permite uma maior rapidez na escolha da malha a utilizar, proporcionando um aproveitamento de recursos e tempo, tão importante quando se utilizam programas deste tipo.

Para este estudo de convergência e para a identificação das zonas mais esforçadas do edifício foi utilizada como acção a combinação fundamental presente no Eurocódigo 0:

$$S_d = S_{Gk} + 1.5 \times S_{Qk}$$

Em que,

$S_{Gk}$  é o valor característico da carga permanente;

$S_{Qk}$  é o valor característico da acção variável - sobrecarga.

O estudo da convergência foi efectuado para o módulo A, por ser o módulo de dimensões inferiores, extrapolando-se o resultado para o módulo B. Assume-se assim que uma malha que possibilite resultados com uma boa aproximação à realidade num módulo, o fará igualmente para o segundo módulo.

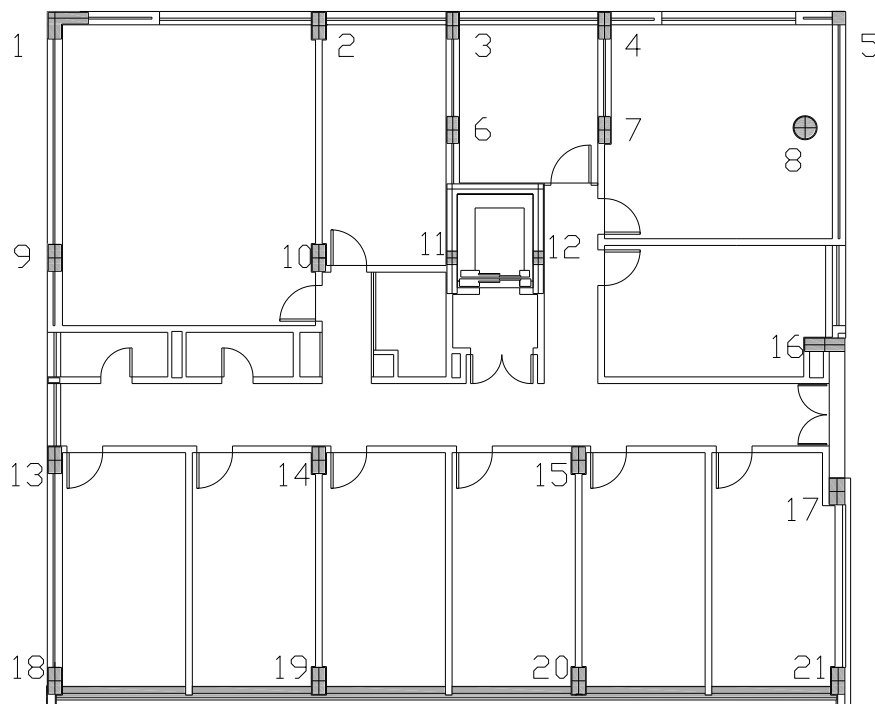


Figura 6.12 – Numeração dos pilares do módulo A

As malhas utilizadas para a análise de estudo da convergência foram escolhidas de forma a aumentar gradualmente a sua qualidade, tendo sido utilizadas malhas de 1 metro e inferiores, consoante o caso. Note-se que os esforços calculados nesta análise não são os finais, pois por simplicidade não se considerou neste ponto a fundação elástica no muro e os impulsos activos de terra a actuar sobre o mesmo.

O critério de convergência teve como base os esforços  $M_y$  e  $M_z$ . Considerou-se aceitável uma malha que apresentasse relativamente à seguinte uma diferença de resultados iguais ou inferiores a 1% por duas vezes consecutivas.

Para os pilares com os esforços mais elevados, pilares 16, 1 e 10 no caso do momento flector em Y, e pilares 8, 1 e 19 para momento flector em Z, foi feita uma análise pormenorizada dos esforços. O pilar 1, em ambos os casos, apresenta uma variação muito acentuada, tornando a sua análise irrelevante para o estudo da convergência. Nos restantes pilares tem-se:

Quadro 6.4 – Esforços  $M_y$  no pilar 16

<b>Pilar 16</b>	<b>Número Elementos</b>	<b>Esforço Positivo <math>M_y</math> (N)</b>	<b><math>\Delta M_y</math>(%)</b>	<b>Esforço Negativo <math>M_y</math> (N)</b>	<b><math>\Delta M_y</math>(%)</b>
1	2059	84606	-	-99397	-
0,9	2543	83252	1,60	-98214	1,19
0,8	3051	82220	1,24	-97173	1,06
0,7	4762	81170	1,28	-96368	0,83
0,6	4911	81186	0,02	-96394	0,03
0,5	6688	80297	1,09	-95789	0,63

Considerou-se 1,09 uma diferença percentual aceitável. Terminando então a análise deste pilar.

Analisando o quadro e segundo o critério já mencionado, utilizado no estudo da convergência, concluímos que uma malha de 0,7 (ou 0,6) metros seria suficiente para a

análise do esforço negativo; no entanto, no caso do esforço positivo o critério apenas é respeitado na malha de 0,5 metros.

Graficamente, nesta análise procurou-se o valor assintótico que representa a aproximação ao valor exacto de esforço no pilar. Para o Pilar 16 e esforço positivo, tem-se

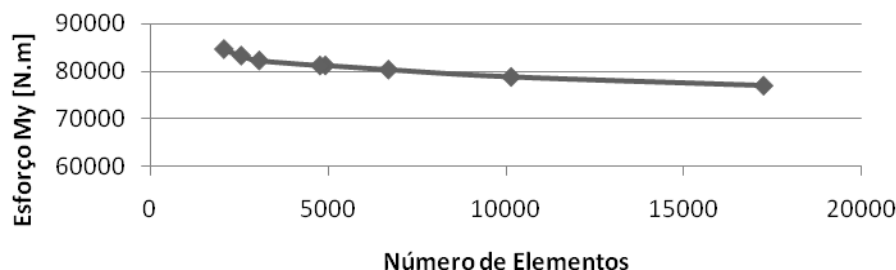


Figura 6.13 – Gráfico do esforço My no Pilar 16

Observa-se uma inconstância inicial do valor do esforço, contrapondo com a aproximação a uma recta quando existem mais de 5000 elementos.

(Para uma melhor percepção gráfica da assíntota foram consideradas as malhas de 0.4 e 0.3 metros, a que correspondem respectivamente 10138 e 17242 elementos e esforços de 78767 e 76926 N.m).

Criando um índice a que se chama momento relativo, que relaciona o valor da primeira malha (1 metro) com as restantes, consegue-se também observar graficamente a convergência da solução:

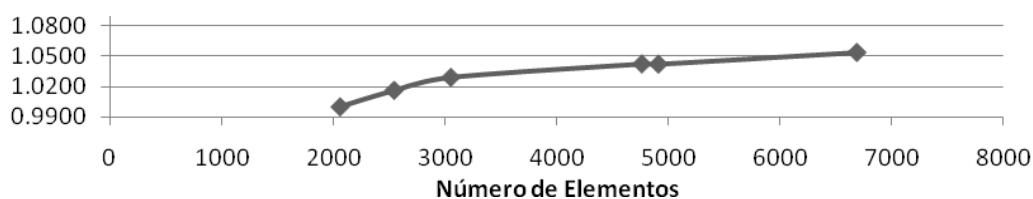


Figura 6.14 – Índice de momento relativo (My) para o pilar 16

Quadro 6.5 – Esforços My no pilar 10

Pilar 10	Esforço Positivo My (N)	Diferença Percentual (%)	Esforço Negativo My (N)	Diferença Percentual (%)
1	28394	-	-29205	-
0,9	28324	0,25	-29195	0,03
0,8	28475	0,53	-29356	0,55
0,7	28099	1,32	-28870	1,66
0,6	28101	0,01	-28873	0,01
0,5	27943	0,56	-28759	0,39

No caso do pilar número 10, o critério definido é respeitado numa malha de 0.8 metros. Apesar disso continuou-se a análise, que verificou uma variação de novo abaixo de 1% nas malhas de 0.6 e 0.5 metros. Graficamente, numa análise esforço/número de elementos do momento positivo, considerando de novo as malhas 0.4 e 0.3 metros:

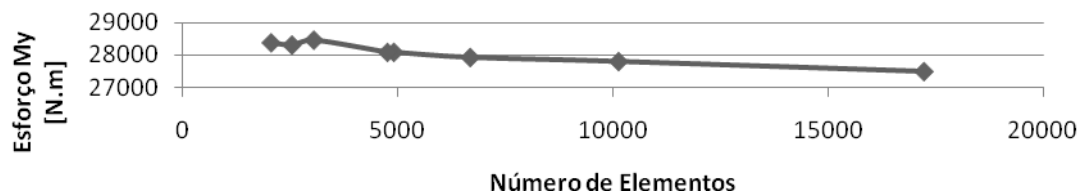


Figura 6.15 – Gráfico do esforço My no Pilar 10

E numa análise momento relativo/número de elementos:

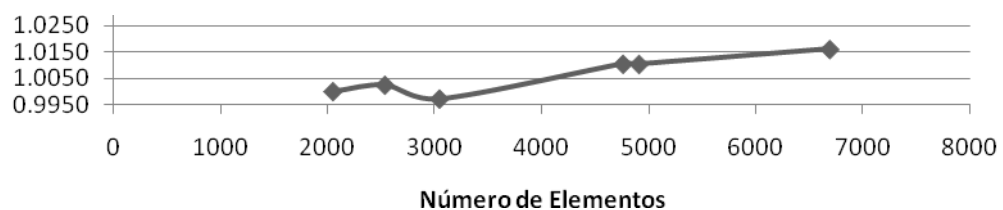


Figura 6.16 – Índice de momento relativo (My) para o pilar 1

Consegue-se observar a convergência da solução.

O pilar 8, como dito anteriormente, é o pilar com o maior esforço  $M_z$ . Repetiu-se pois o procedimento descrito também para este caso.

Quadro 6.6 – Esforços  $M_z$  no pilar 8

Pilar 8	Esforço Positivo $M_y$ (N)	Diferença Percentual (%)	Esforço Negativo $M_y$ (N)	Diferença Percentual (%)
1	62021	-	-33534	-
0,9	62332	0,50	-33695	0,48
0,8	61386	1,52	-32904	2,35
0,7	58698	4,38	-30946	5,60
0,6	58699	0,00	-30950	0,01
0,5	58404	0,50	-30720	0,74

A malha de 0,5 m é a primeira, para o esforço positivo e negativo, a verificar o critério de convergência, sendo neste caso óbvia a escolha desta malha para o estudo, onde se deseja a melhor aproximação possível da solução exacta relacionando a qualidade do resultado, com o tempo dispendido. Graficamente, para o esforço positivo,

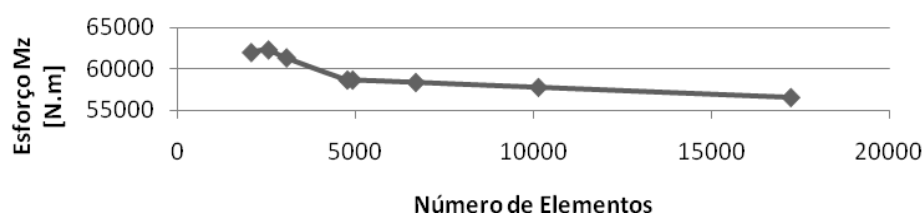


Figura 6.17 – Gráfico do esforço  $M_y$  positivo no pilar 8

e para o esforço negativo:

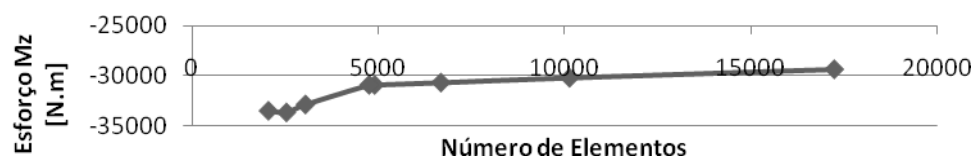


Figura 6.18 – Gráfico do esforço  $M_y$  negativo no pilar 8



Através do momento relativo, no caso do esforço positivo,

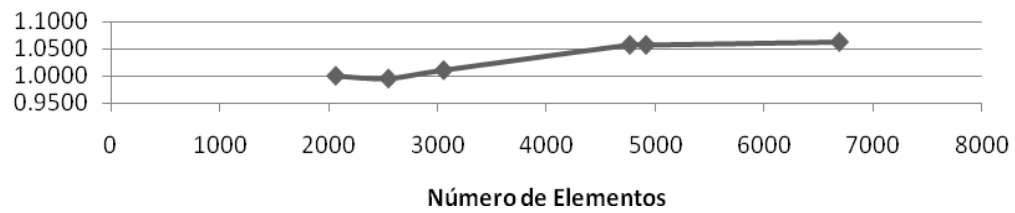


Figura 6.19 – Índice de momento relativo (My positivo) para o pilar 8

e do esforço negativo,

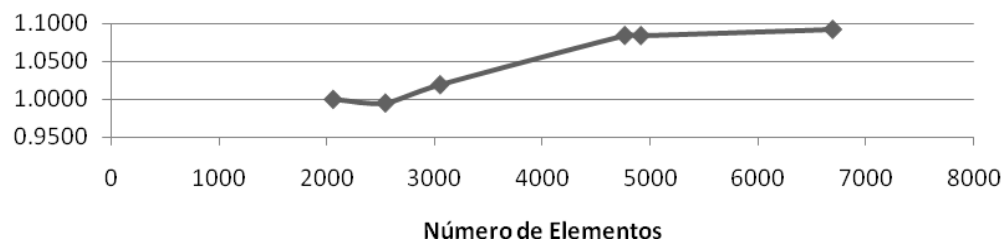


Figura 6.20 – Índice de momento relativo (My negativo) para o pilar 8

Confirma-se esta análise.

No caso do pilar 19, uma malha de 0.8 metros seria suficiente para satisfazer a condição de convergência.

Quadro 6.7 – Esforços Mz no pilar 19

Pilar 19	Esforço Positivo My (N)	Diferença Percentual (%)	Esforço Negativo My (N)	Diferença Percentual (%)
1	51208	-	- 45053	-
0,9	51000	0,41	- 44740	0,69
0,8	51007	0,01	- 44632	0,24

Através deste estudo de convergência da solução verificou-se que a malha de 0,5 metros a que correspondem, no caso do módulo A, 6688 elementos, é a mais indicada para a análise do edifício uma vez que verifica para os vários casos estudados o critério predefinido. Atingido o patamar de convergência, por mais refinada que fosse a malha, não existiria uma melhoria significativa dos resultados que justificasse o tempo e recursos despendidos.

Embora não dê resultados exactos, a aproximação considerada fornece aproximações com bastante qualidade. Consequentemente, as análises ao edifício terão como base uma malha de 0.5 metros.

### 6.3.1.7 VERIFICAÇÕES

Com o objectivo de corrigir erros de introdução de dados no programa, nomeadamente na introdução de características nos elementos ou propriedades dos materiais, foram efectuadas verificações ao modelo ao longo da sua execução.

Efectuou-se uma análise estática do modelo, calculando-se as reacções verticais analiticamente e através do programa de cálculo automático utilizado, tendo como acção apenas o peso próprio.

Quadro 6.8 – Verificações estáticas

$\Sigma R_v$	Análise	
	Analítica [kN]	ANSYS [kN]
1º Piso	9350	9330
Edifício Completo	35100	35200

A verificação do primeiro piso foi feita de forma exacta, calculando detalhadamente o peso próprio do edifício. No caso do edifício completo, foi efectuada uma aproximação

através de uma estimativa do peso total do edifício. Considerou-se que a soma dos pisos restantes seria 2,75 vezes superior ao piso 1.

Os valores obtidos foram considerados aceitáveis.

O Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) possibilita que se estime a frequência própria de uma estrutura (frequência correspondente ao primeiro modo de vibração) através da seguinte expressão, válida para uma estrutura mista pórtico-parede:

$$f = \frac{16}{n}$$

Sendo n o número de pisos acima do nível do terreno.

Quadro 6.9 – Verificações modais - frequências

	<b>Aproximação [Hz]</b>	<b>ANSYS [Hz]</b>
Módulo A	3.2	2.21
Módulo B	4	2.08

Embora não sejam valores com uma precisão elevada, sobretudo no caso do módulo B, tendo em conta que os valores do RSA representam uma aproximação, os valores de frequências consideram-se aceitáveis. De referir que o segundo modo de vibração do módulo B tem uma frequência de 3,94 Hz muito próxima da aproximação do RSA.



## **CAPÍTULO 7**

---

### **ANÁLISE DO EDIFÍCIO**

O edifício em estudo, descrito nos capítulos anteriores, possui uma estrutura dimensionada segundo o regulamento vigente na altura da sua construção, o Regulamento de Segurança e Acções (RSA). A análise efectuada neste trabalho tem como base o Eurocódigo 8 (EC8), regulamento europeu que entrará em vigor em Portugal substituindo o RSA.

Esta análise é efectuada tendo como base os esforços máximos da acção sísmica. Comparam-se posteriormente os resultados obtidos com base no EC8 com os valores do dimensionamento real do edifício, obtidos através do RSA.

A avaliação do desempenho sísmico de estruturas é efectuada através de uma análise dinâmica linear da estrutura. Nesta análise, são calculadas as frequências próprias e correspondentes modos de vibração. Subsequentemente, dividindo os valores dos esforços pelo coeficiente de comportamento, é possível simular um comportamento não linear, mais próximo da resposta real da estrutura a um sismo.

#### **7.1 APLICAÇÃO DO EC8**

Para se conseguir uma boa descrição global do edifício, das suas características e do seu comportamento quando sujeito à acção sísmica, efectua-se uma análise detalhada do edifício tendo como base os pontos referidos no subcapítulo 3.1.

##### **7.1.1 TIPO DE ESTRUTURA**

No EC8, a distinção entre pórticos e paredes é feita com base na distribuição do corte basal. Se os pórticos ou paredes absorverem mais de 65% deste tipo de esforço, a estrutura classifica-se consoante o sistema predominante; caso contrário, é considerada mista.

No módulo A do edifício, com o sismo aplicado segundo a direcção X, os pilares e muro absorvem 54 e 46% dos esforços, respectivamente, enquanto com o sismo aplicado segundo Y absorvem 43% e 57%. A análise mostra claramente que a estrutura é do tipo mista. No entanto, os dois resultados obtidos fazem variar a equivalência da estrutura. Enquanto que no primeiro caso a estrutura é mista equivalente a pórtico, no segundo é mista equivalente a parede. Considerou-se para o módulo A a situação que origina maiores esforços e portanto mais desfavorável, ou seja: estrutura mista equivalente a parede.

No módulo B é uma estrutura mista equivalente a parede nas duas direcções. Pilares e muros absorvem 45 e 55% respectivamente na direcção X e 38 e 62% na direcção Y.

### 7.1.2 CLASSE DE IMPORTÂNCIA

O EC8 introduz o conceito de classe de importância, com o objectivo de diferenciar a importância e fiabilidade do comportamento sísmico dos diferentes tipos de construções. Esta classificação influencia o valor da acção sísmica a considerar no seu projecto através de um factor de importância  $\gamma_I$ .

O edifício é de classe III, integrando-se no grupo de edifícios cuja resistência sísmica é importante no que toca a consequências advindas do colapso (escolas, instituições culturais,...), a que corresponde um factor de importância 1,2, como se pode observar do quadro 3.1.

### 7.1.3 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O coeficiente de comportamento, factor através do qual se procura traduzir o comportamento não linear da estrutura, é calculado pela expressão: (EC8, 2004):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

As variáveis encontram-se definidas no ponto 1.3 do capítulo 3 do trabalho.

O RSA propõe duas Classes de Ductilidade para estruturas de betão armado, Ductilidade Normal e Ductilidade Melhorada. A primeira é assemelhada à Classe de Ductilidade Baixa do EC8, com aplicação não aconselhável a estruturas localizadas em zonas sísmicas. Considera-se pois a estrutura do edifício como estrutura de Classe de Ductilidade Média segundo o EC8.

Considerou-se um valor de  $k_w=1$ . Os cálculos de  $q_0$  e  $q$  foram feitos da seguinte forma:

$$q = q_0 \times 1 = 3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \times 1,2 = 3,6$$

O valor de  $\alpha_u/\alpha_1$  foi considerado igual a 1,2 uma vez que a estrutura é mista equivalente a parede.

De acordo com o RSA, a memória descritiva do edifício define um valor de coeficiente de comportamento de 2,5. Sendo a estrutura do tipo mista, como se viu no ponto 1.1 do presente capítulo, pode-se considerar que o edifício é de Classe de Ductilidade Melhorada. No entanto, no projecto existem características de pormenorização que não respeitam os requisitos das estruturas de Ductilidade Melhorada. Procede-se então à verificação de requisitos de acordo com os critérios utilizados para estruturas de Ductilidade Normal.

#### **7.1.4 ZONAMENTO E TIPO DE TERRENO**

Quanto ao zonamento, o edifício, situado no concelho de Almada, pertence à zona 1.3 da acção sísmica tipo 1 (sismo afastado/interplacas) e à zona 2.3 da acção sísmica tipo 2 (sismo próximo/intraplacas). O terreno considera-se do tipo D.

### 7.1.5 REGULARIDADE DA ESTRUTURA

A análise dinâmica linear, escolhida para estudar este edifício, pode ser efectuada para estruturas regulares ou irregulares; no entanto, para esta última situação, o valor do coeficiente de comportamento pode ter de ser reduzido.

Como se pode ver pelo quadro 3.12 (do ponto 3.1.7) e uma vez efectuada uma análise modal (dinâmica), interessa sobretudo aferir a regularidade da estrutura em altura. A regularidade em planta torna-se importante quando se pretende efectuar uma análise estática simplificada pois o EC8 só permite tal análise caso os critérios de regularidade sejam verificados. Deste modo, os edifícios regulares em planta podem ser analisados com base em modelos planos. Note-se contudo que este tipo de modelação não foi considerado no presente trabalho.

Efectue-se a verificação de regularidade em altura da estrutura.

#### 7.1.5.1 MÓDULO A

- Os elementos verticais de suporte não apresentam interrupções desde as fundações até ao topo do edifício.
- Existem pisos recuados (setbacks). Existe um único recuo a um nível superior a 15% da altura do edifício (último piso).

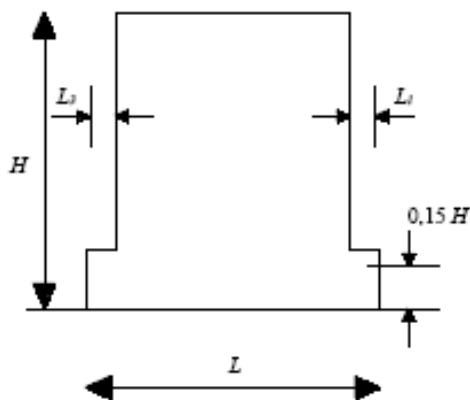


Figura 7.1 – Setbacks do Módulo A



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$

As diferenças entre as dimensões do piso (neste caso o último) e o piso inferior são, para cada direcção:

$$\frac{L_3 + L_1}{L}(x) = \frac{8,6}{17,55} = 0,49 \geq 0,20$$

$$\frac{L_3 + L_1}{L}(y) = \frac{7,16}{14,7} = 0,49 \geq 0,20$$

Concluindo: O módulo A do edifício não é regular em altura.

#### 7.1.5.1.1 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Para o coeficiente de comportamento do módulo A, considera-se uma redução de 20% em relação ao valor de referência, de acordo com o quadro 3.12.

$$q = 3,6 \times 0,80 = 2,88$$

#### 7.1.5.2 MÓDULO B

- Os elementos verticais de suporte não apresentam interrupções desde as fundações até ao topo do edifício.
- Não existem pisos recuados.

- Embora no módulo B exista um muro de contenção no primeiro piso, o facto de estar enterrado faz com que não se considere a alteração significativa de rigidez e massa entre pisos. Caso contrário, todos os edifícios que possuísem caves com muros de contenção seriam não regulares.

O módulo B considera-se regular em altura.

### 7.1.6 ACÇÃO SÍSMICA

A definição da acção sísmica é um processo complexo que depende de diversos factores anteriormente mencionados. Recordem-se as expressões do ponto 3.1.6 do presente trabalho, que definem o espectro de dimensionamento para os dois níveis de acção sísmica (acção sísmica de projecto e acção sísmica de serviço), e os parâmetros de que dependem:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \text{ou} \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad \text{ou} \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$$

Definidas as zonas sísmicas em que o edifício se insere, podem-se obter os valores da aceleração máxima de projecto de referência  $a_{gR}$ ,

Quadro 7.1 – Aceleração máxima de projecto de referência

Acção sísmica	Zona	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]
Tipo 1	1,3	1,5
Tipo 2	2,3	1,7

e, consequentemente, o valor da aceleração de projecto para cada uma das acções sísmicas:

$$a_{g1} = \gamma_I \times a_{gR} = 1,2 \times 1,5 = 1,8$$

$$a_{g2} = \gamma_I \times a_{gR} = 1,2 \times 1,7 = 2,04$$

Em função do tipo de solo, que se sabe ser do tipo D, o Anexo Nacional do EC8 recomenda os seguintes valores para as variáveis das expressões em cima descritas:

Quadro 7.2 – Parâmetros de definição da acção sísmica

Acção sísmica	S	T <sub>B</sub> (S)	T <sub>C</sub> (S)	T <sub>D</sub> (S)
Tipo 1	1,8	0,1	0,8	2,0
Tipo 2	1,8	0,1	0,3	2,0

Os espectros de resposta de projecto para os dois tipos de acção sísmica podem então ser definidos, para o módulo A:

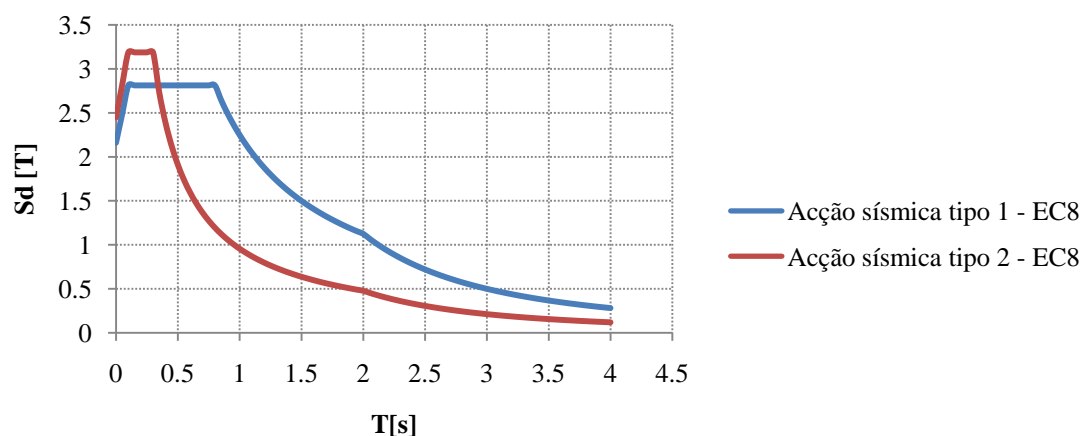


Figura 7.2 – Espectros de dimensionamento para o Módulo A

E para o módulo B:

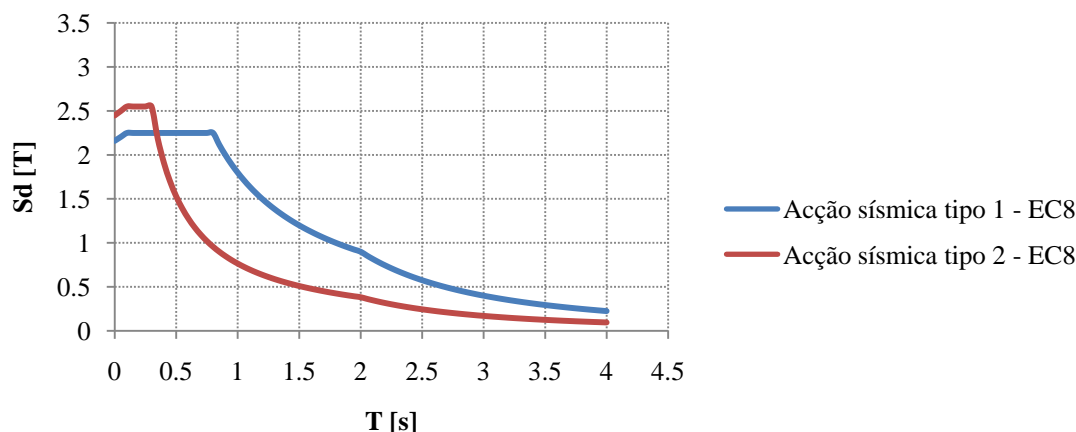


Figura 7.3 – Espectros de dimensionamento para o Módulo B

A diferença entre os espectros dos dois módulos deve-se à variação na regularidade em altura e, consequentemente, ao diferente coeficiente de comportamento fixado para cada um dos módulos.

Na análise dos espectros de resposta, o conceito de ressonância assume grande importância. De facto, os deslocamentos e esforços máximos numa estrutura acontecem quando se atinge a ressonância, ou seja, quando a frequência da acção iguala a frequência natural da estrutura. Em betão armado, constata-se que os deslocamentos em situação de ressonância são cerca de 10 vezes superiores aos verificados para uma aplicação estática das cargas [Lopes, 2008].

Tendo em conta o fenómeno da ressonância, as estruturas de elevada frequência são, portanto, mais sensíveis à acção sísmica tipo 2 (intraplacas) e as estruturas de frequências mais baixas, à acção sísmica tipo 1 (interplacas).

Analisando os espectros de resposta para o módulo A, verifica-se que a acção sísmica tipo 2 é mais desfavorável para estruturas com uma gama de frequências entre 3 e 10 Hz, correspondente a períodos entre 0,33 e 0,1 segundos, respectivamente. Para frequências inferiores a 2 Hz, a acção sísmica condicionante é a acção tipo 1 (interplacas). Existem no entanto valores intermédios (onde se inclui o edifício do estudo) para os quais

é aconselhável analisar as duas acções. A intersecção dos espectros dá-se para um período de 0,34 segundos, ou seja, uma frequência de 2,9 Hz.

Tendo o módulo A uma frequência fundamental de 2,2 Hz, pode-se prever que a acção sísmica interplacas deverá ser condicionante para esse módulo, o mesmo acontecendo para o módulo B, que tem uma frequência fundamental de 2,1 Hz.

De forma comparativa e para uma mais fácil compreensão da influência dos Anexos Nacionais e do coeficiente de comportamento na acção sísmica, observam-se na figura 7.4 os espectros adoptados no EC8 (a acção sísmica representada na figura é do tipo 1).

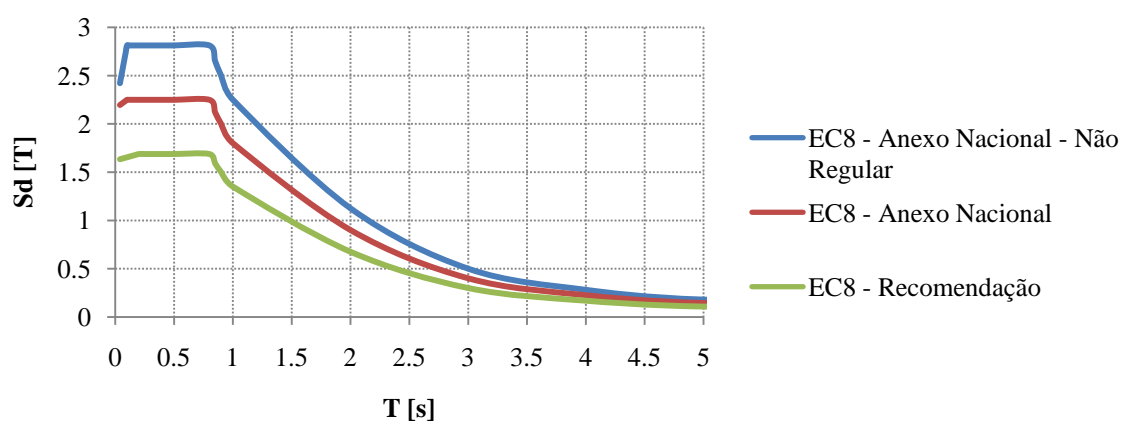


Figura 7.4 – Gráfico de comparação entre espectros de dimensionamento no Módulo A

A acção sísmica recomendada na Norma Europeia do Eurocódigo 8 sofre um agravamento no Anexo Nacional, uma vez que Portugal se situa numa zona de sismicidade importante. A redução do valor do coeficiente de comportamento em 20%, devido à não verificação dos critérios de regularidade em altura da estrutura do módulo A, constitui outro factor considerável de agravamento da acção sísmica.

Comparativamente com a Norma Europeia, no Anexo Nacional a zona de aceleração constante do gráfico (recta) tem um agravamento de 25% e de 40% no caso de uma estrutura não regular.

Conhecida a acção sísmica, é necessário definir a combinação sísmica de acordo com o Eurocódigo 0, que é dada pela seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_1 A_{Ek} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que,

- $G_{k,j}$  é o valor característico da acção permanente  $j$ ;
- $Q_{k,i}$  é o valor característico da acção variável  $i$ ;
- $A_{Ek}$  é o valor característico da acção sísmica;
- $\gamma_1$  é o coeficiente de importância;
- $\Psi_{2,i}$  é o factor para o valor quase permanente da acção variável.

O valor do factor  $\Psi_{2,i}$  é, para edifícios escolares, segundo o Eurocódigo 0, 0,6.

## 7.2 COMPARAÇÃO ENTRE RSA E EC8

O espectro de resposta de acelerações do RSA é dado para um amortecimento de 5% e para um terreno do tipo III. Consideram-se também duas acções sísmicas, tipo 1 e tipo 2.

Para se poder efectuar uma comparação entre os espectros de resposta dos dois regulamentos, os espectros do Regulamento de Segurança e Acções foram afectados pelo coeficiente de comportamento (dividindo os valores de aceleração pelo coeficiente de comportamento correspondente a cada módulo) e a acção foi majorada (multiplicada pelo coeficiente de segurança 1,5). Este procedimento pretende assemelhar a importância da acção sísmica na combinação sísmica de cada um dos códigos.

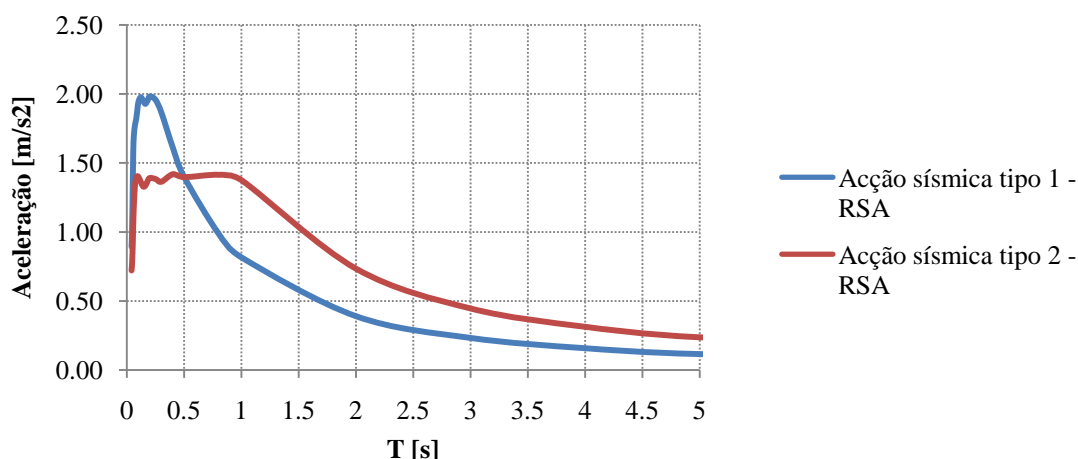


Figura 7.5 – Gráfico de comparação entre espectros do RSA

A definição da acção sísmica segundo o RSA é efectuada considerando como acção variável base o sismo, através da seguinte expressão:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + 0,4S_{Qk}$$

Em que,

$S_{Gk}$  é o valor característico da carga permanente;

$S_{Ek}$  é o valor característico da acção variável base – sismo;

$S_{Qk}$  é o valor característico da acção variável – sobrecarga.

A análise sísmica apresenta diferenças segundo os dois regulamentos, tanto na forma como a acção sísmica é entendida (no RSA como uma acção variável majorada com um coeficiente de segurança de 1.5 e no EC8 de forma mais diferenciada), como em termos das exigências de desempenho (no EC8 é criada uma exigência de limite de danos) como nos valores de alguns parâmetros (coeficiente de comportamento ou zonamento).

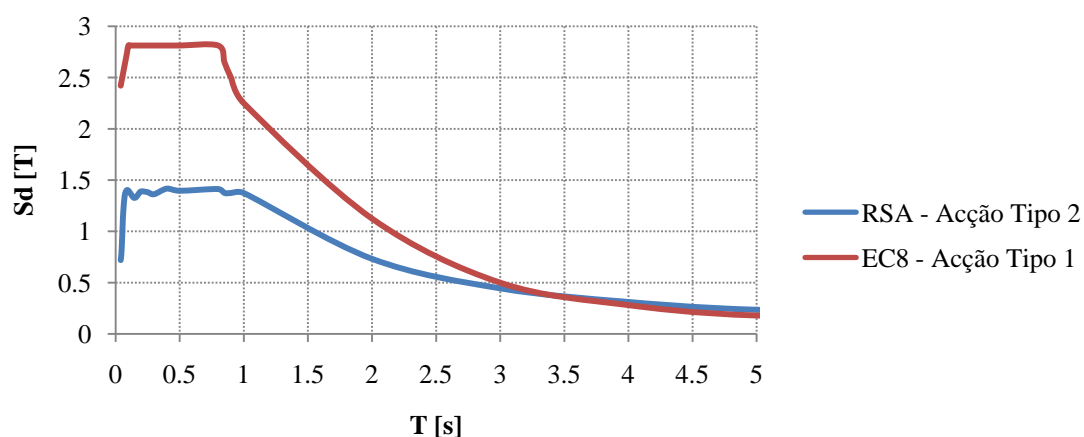
Na tabela seguinte, comparam-se os valores dos parâmetros definidos no EC8 e no RSA.

Quadro 7.3 – Comparação de parâmetros entre RSA e EC8

	<b>RSA</b>	<b>EC8</b>
Coeficiente de Comportamento	2,5	2,88 e 3,6
Zonamento	A	1,3 e 2,3
Terreno	III	D

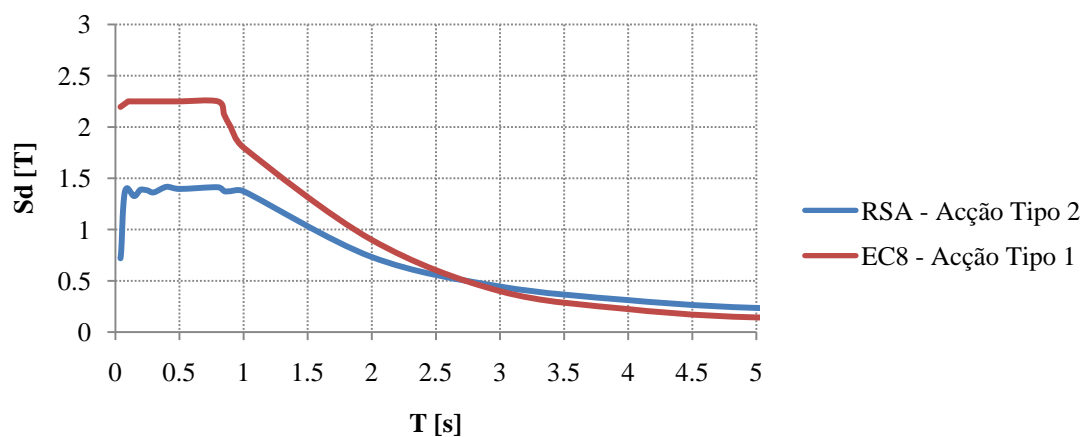
Como se pode verificar, o coeficiente de comportamento possui um valor superior no caso do EC8, o qual se deve ao maior conhecimento que hoje se possui das estruturas. Para o zonamento do território, o EC8 introduz uma diferença importante relativamente ao RSA, uma vez que este último considera o mesmo zonamento para acções sísmicas bastante diferentes.

Ambos os regulamentos consideram dois tipos de acção sísmica. A acção sísmica interplacas, tipo 1 no EC8, corresponde à acção sísmica tipo 2 no RSA, e a acção sísmica intraplacas, tipo 2 no EC8 é, no RSA, a acção tipo 1. O Eurocódigo 8, ao contrário do RSA, não majora a acção sísmica.



Figuras 7.6 – Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica interplacas – Módulo A





Figuras 7.7 – Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica interplacas – Módulo B

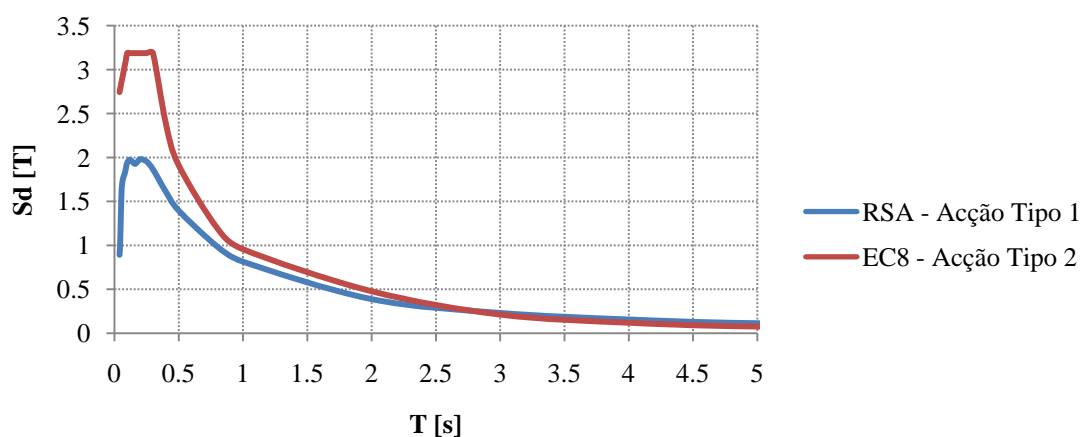


Figura 7.8 – Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica intraplacas – Módulo A

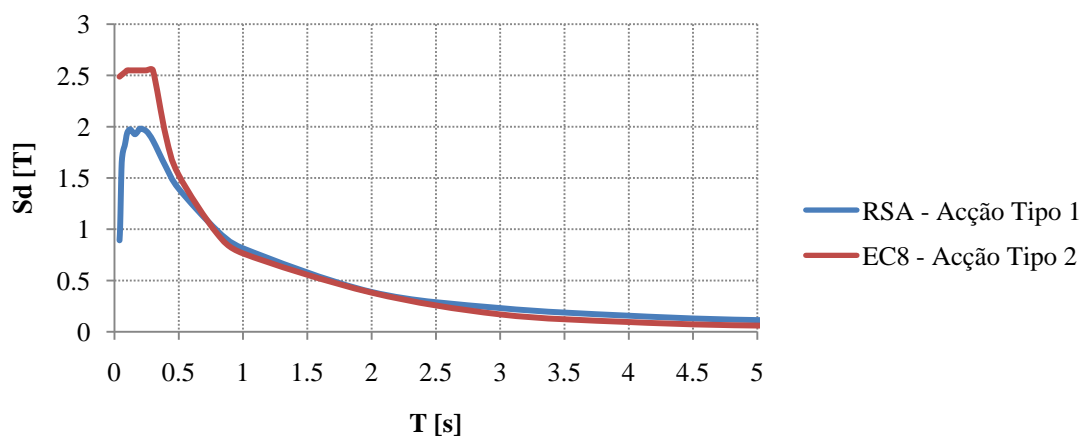


Figura 7.9 – Gráfico de comparação entre espectros de resposta do EC8 e RSA para a acção sísmica intraplacas – Módulo B

Uma vez mais refira-se o agravamento no EC8 da acção sísmica devido ao coeficiente de comportamento.

### 7.3 ANÁLISE MODAL

A análise modal permite que se determinem as frequências próprias e os modos de vibração de uma estrutura. Através desta análise, consegue-se compreender o comportamento da estrutura quando sujeita a acções dinâmicas.

Por se tratar de uma análise modal, as forças de inércia utilizadas na definição da acção sísmica do EC8 são calculadas tendo em conta que na estrutura actua uma combinação de massas igual a:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Em que:

$G_{k,j}$  é o valor característico da acção permanente  $j$ ;

$\Psi_{E,i}$  é o coeficiente de combinação para a acção variável  $i$ ;

$Q_{k,i}$  é o valor característico da acção variável  $i$ .

O coeficiente  $\Psi_{E,i}$  tem em consideração o facto das cargas poderem não estar presentes em toda a estrutura aquando da ocorrência do sismo e é calculado da seguinte forma:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}$$

Sendo,

$\phi$  o valor de redução;

$\Psi_{2,i}$  o factor quase permanente da acção variável.

Segundo o Eurocódigo 1 (EC1, 2004) a estrutura do edifício em estudo pertence à categoria C e consequentemente, segundo o Eurocódigo 0 (EC0, 2001, Anexo A1) um valor de  $\Psi_{2,i}=0,6$ .

O valor de redução  $\phi$  é função da categoria da estrutura e da localização dos pisos. Apresentam-se no quadro seguinte os seus valores:

Quadro 7.4 – Valores do factor de redução e do coeficiente de combinação para a acção variável

Ocupação do piso	$\phi$	$\Psi_{E,i}$
Cobertura	1,0	0,6
Pisos com ocupações correlacionadas	0,8	0,48

O RSA considera, para a combinação de massas, a actuação do valor das cargas permanentes e do valor quase permanente das cargas variáveis:

$$\sum CP + \sum \Psi_2 \cdot SC$$

Para a acção variável sobrecarga, considera-se um valor de  $\Psi_2 = 0,4$ .

A análise modal identifica os modos de vibração de uma estrutura. Cada um desses modos comporta-se como um sistema de um grau de liberdade com uma dada frequência de vibração.

Seguidamente, apresenta-se a análise modal de ambos os módulos de acordo com o EC8, considerando 20 modos de vibração. A variação de massa entre as combinações dos dois códigos é irrelevante para o cálculo da frequência e identificação dos modos de

vibração. Estes modos sofrerão, quando se pretender obter os valores finais máximos dos parâmetros, um processo automático de selecção de acordo com o programa utilizado. O ANSYS selecciona automaticamente os modos de vibração mais condicionantes, fazendo-lhes corresponder um coeficiente de importância na resposta da estrutura. As frequências e períodos de vibração de ambos os módulos, apresentam-se nos quadros seguintes.

Módulo A:

Quadro 7.5 - Frequências e períodos do módulo A

<b>Modo</b>	<b>Frequência [Hz]</b>	<b>Período [s]</b>
1	2,209	0,453
2	2,885	0,347
3	2,938	0,340
4	4,083	0,245
5	5,007	0,200
6	5,587	0,179
7	7,430	0,135
8	11,977	0,083
9	12,924	0,077
10	13,087	0,076
11	14,603	0,068
12	17,364	0,058
13	18,114	0,055
14	19,599	0,051
15	20,618	0,049
16	22,207	0,045
17	23,578	0,042
18	23,958	0,042
19	24,181	0,041
20	24,943	0,040

## Módulo B:

Quadro 7.6 – Freqüências e períodos do módulo B

<b>Modo</b>	<b>Frequência [Hz]</b>	<b>Período [s]</b>
1	2,084	0,480
2	3,941	0,254
3	4,395	0,228
4	6,573	0,152
5	10,868	0,092
6	11,357	0,088
7	12,457	0,080
8	13,068	0,077
9	14,146	0,071
10	14,556	0,069
11	14,771	0,068
12	14,891	0,067
13	15,011	0,067
14	15,191	0,066
15	15,458	0,065
16	15,522	0,064
17	15,900	0,063
18	16,034	0,062
19	16,684	0,060
20	16,795	0,060

A frequência fundamental do módulo A é então 2,209 Hz e do módulo B 2,084 Hz.

O primeiro modo de vibração é, nos dois módulos, aquele que maior contribuição tem para o valor máximo final da resposta.

#### 7.4 ANÁLISE DE ESFORÇOS

Para a análise de esforços no edifício quando sujeito à combinação sísmica, o sismo foi considerado a actuar em ambas as direcções (X e Y) individualmente, simultaneamente com a mesma intensidade nas duas direcções ou com uma intensidade 1 numa direcção e 0.3 na outra. Não se teve em conta a acção vertical do sismo.

Os valores máximos dos parâmetros pretendidos (esforços, deslocamentos, acelerações,...) são influenciados por cada modo de vibração de forma diferente. A combinação dos diferentes modos de vibração para que se obtenha o valor máximo desejado é efectuada através dos programas de elementos finitos que recorrem a métodos como o CQC “Combinação Quadrática Completa” (ANSYS Manual, 2007) utilizado neste trabalho.

O programa ANSYS, quando aplica o método CQC, executa uma selecção automática dos modos de vibração mais condicionantes na resposta da estrutura.

Os esforços que se apresentam são máximos no pilar. Consideraram-se os valores máximos actuantes em todo o comprimento do pilar, dado que esta opção permite uma análise conservativa da resistência do edifício.

#### 7.4.1 MÓDULO A

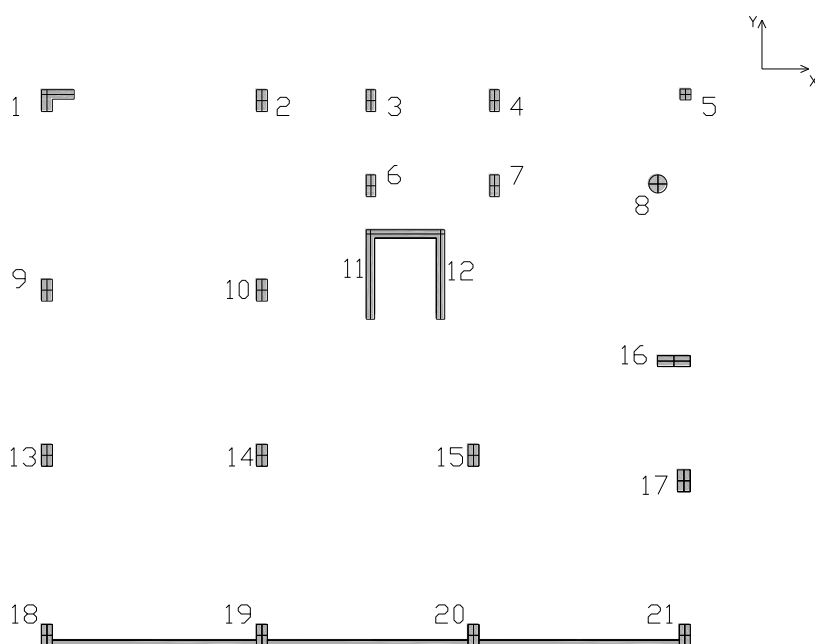


Figura 7.10 – Pilares do módulo A

Observando a localização dos elementos estruturais do Módulo A e de acordo com os esforços actuantes nos pilares do edifício, escolheram-se os pilares 16, 17 e 18 para a análise.

O sistema estrutural constituído por lajes fungiformes e pilares é caracterizado por fracas restrições dos pilares ao nível dos pisos, o que origina deslocamentos e esforços internos dos pilares elevados. Este facto, consequência da não existência de vigas, é solucionado através do aumento de rigidez e resistência global do edifício. Com este fim são introduzidas paredes, caixas de escada estruturais em betão armado ou vigas ao longo da periferia das lajes. Esta última solução origina pórticos nas extremidades das lajes, o que aumenta consideravelmente a contribuição dos pilares restringidos para a resistência à acção sísmica.

Os pilares 16 e 17, encontram-se restringidos por uma viga e o pilar 18 constitui a extremidade de uma parede de contenção.

#### 7.4.1.1 EUROCÓDIGO 8

Os modos relevantes na acção sísmica, considerados pelo ANSYS, para o módulo A e os respectivos coeficientes de importância, apresentam-se no quadro seguinte. Considere-se sub-modo como o modo correspondente na análise modal.

Quadro 7.7 – Módulo A - Modos de vibração, frequência e coeficiente de importância para a acção sísmica tipo 1 – EC8

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	Sub-modo	Coeficiente
1	2,209	0,453	1	7,13
2	2,885	0,347	2	4,22
3	2,938	0,340	3	1,09
4	4,083	0,245	4	-0,99
5	5,007	0,200	5	0,55
6	5,587	0,179	6	-0,25
7	7,430	0,135	7	0,2
8	11,977	0,083	8	6,90E-02
9	12,924	0,077	9	-9,92E-03
10	13,087	0,076	10	-6,45E-02
11	22,207	0,045	16	9,17E-03
12	24,181	0,041	19	-7,39E-03

Da combinação destes modos com os respectivos coeficientes resultam os esforços máximos para a acção sísmica tipo 1 do Eurocódigo 8. Considerem-se os pilares mais esforçados.

Quadro 7.8 – Módulo A - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 - EC8

<b>Pilar</b>	<b>N [N]</b>	<b>Vy [N]</b>	<b>Vz [N]</b>	<b>My [N.m]</b>	<b>Mz [N.m]</b>
16	- 1146930	44943,6	115420	286565	86998,6
17	- 852254	95734,5	41552,2	85746	199512
18	- 690407	68223,7	73913	96459	155056

A mesma análise foi efectuada para a acção sísmica do tipo 2 do Eurocódigo 8, correspondente à sismicidade intraplacas. Nesta análise, o programa ANSYS considera a relevância de mais um modo de vibração para cálculo dos resultados máximos pretendidos.

Quadro 7.9 – Módulo A - Modos de vibração, frequência e coeficiente de importância para a acção sísmica tipo 2 – EC8

<b>Modo</b>	<b>Frequência [Hz]</b>	<b>Período [s]</b>	<b>Sub-modo</b>	<b>Coeficiente</b>
1	2,209	0,453	1	5,35
2	2,885	0,347	2	3,81
3	2,938	0,340	3	0,99
4	4,083	0,245	4	-1,03
5	5,007	0,200	5	0,62
6	5,587	0,179	6	-0,23
7	7,430	0,135	7	0,22
8	11,977	0,083	8	7,80E-02
9	12,934	0,077	9	-1,12E-02
10	13,087	0,076	10	-7,33E-02
11	17,364	0,058	12	-5,57E-03
12	22,207	0,045	16	1,04E-02
13	24,181	0,041	19	-8,38E-03

Modos que combinados resultam nos seguintes esforços máximos,



Quadro 7.10 – Módulo A - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 - EC8

Pilar	N [N]	Vy [N]	Vz [N]	My [N.m]	Mz [N.m]
16	- 1086540	35770,6	96877	235635	69087,6
17	- 842537	75958,5	33911,2	69479	157822
18	- 670900	53913,7	60505	78551	122656

É feita uma comparação gráfica entre os valores dos esforços para as duas acções sísmicas do eurocódigo no pilar 16. Os resultados confirmam a acção sísmica 1 (interplacas) do EC8 como a acção condicionante para o Módulo A.

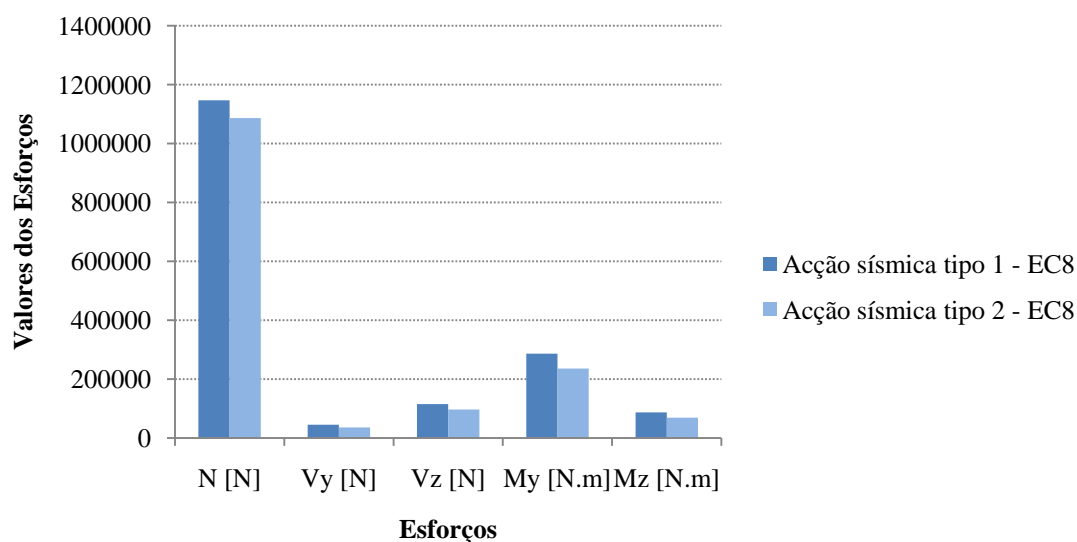


Figura 7.11 – Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do EC8 no pilar 16 do módulo A

Recorde-se que pela comparação do desenvolvimento espectral de ambas as acções (ponto 7.1.6), foi possível prever a acção condicionante. Uma adequada análise espectral aliada ao conhecimento da estrutura, pode simplificar a análise sísmica de um edifício.

### 7.4.1.2 REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES

Ao contrário do que acontece no EC8, na análise através do RSA a acção sísmica intraplacas é a condicionante, ou seja, é aquela que, para a estrutura em questão, apresenta maiores valores de esforços.

Ao observarem-se os espectros de resposta do RSA para as duas acções sísmicas, consegue-se verificar que a acção sísmica tipo 1 do RSA possui valores ligeiramente superiores de aceleração para a frequência de vibração da estrutura.

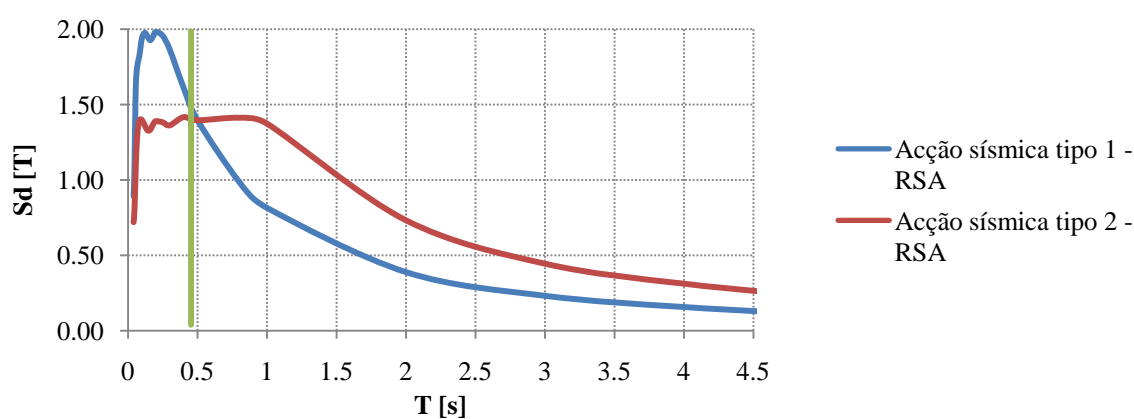


Figura 7.12 – Gráfico de comparação entre espectros de resposta do RSA

Os esforços obtidos pelo programa correspondem à análise linear da estrutura. Para que se tenha em conta o comportamento não linear, é necessário dividir os esforços pelo coeficiente de comportamento, que tem um valor de 2,5 no RSA.

Os esforços para os três pilares mais esforçados, já considerados na análise através do Eurocódigo 8, apresentam-se nos quadros seguintes:

Quadro 7.11 – Módulo A - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 - RSA

Pilar	N [N]	Vy [N]	Vz [N]	My [N.m]	Mz [N.m]
16	- 996974	25682	75884	182841	49594
17	- 795290	55003	26355	53508	114446
18	- 631738	40544,7	47744,2	61393,2	91936

Quadro 7.12 – Módulo A - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 - RSA

Pilar	N [N]	Vy [N]	Vz [N]	My [N.m]	Mz [N.m]
16	- 985526	23657	71768	173549	45738
17	- 783898	50991	25227	51202	106454
18	- 626802	38593,9	45933	58966	87224

Também para o RSA, o ANSYS selecciona os modos de vibração mais influentes no cálculo dos valores máximos de esforço.

Para o mesmo pilar (pilar número 16), efectua-se uma representação gráfica comparativa entre os resultados das duas acções sísmicas do RSA, que evidencia os esforços superiores para a acção intraplacas.

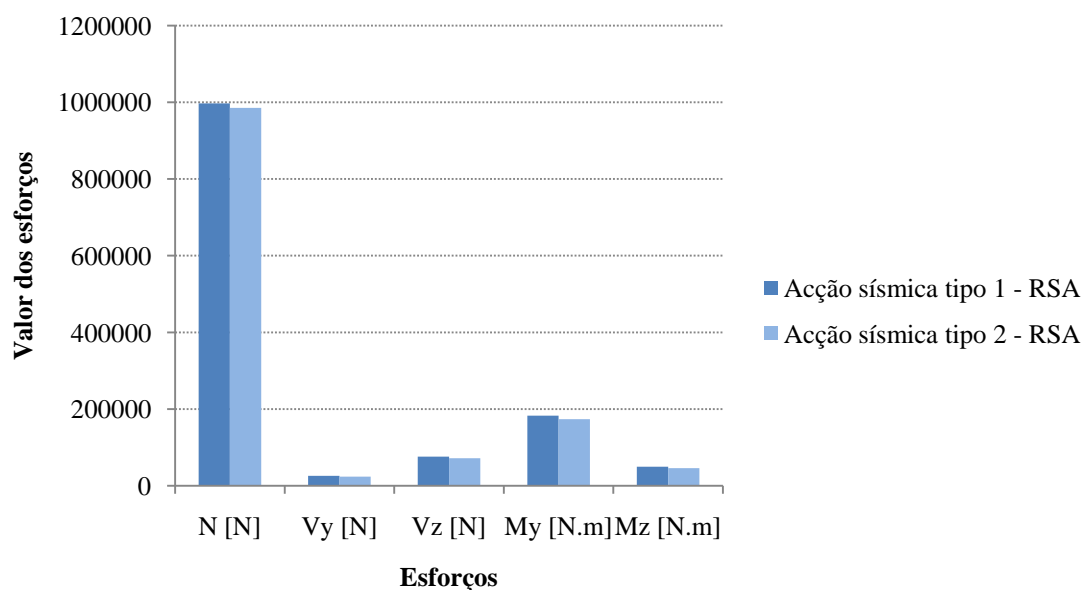


Figura 7.13 – Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do RSA no pilar 16 do módulo A

#### 7.4.1.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Comparando as acções sísmicas entre os dois códigos, observou-se que o Eurocódigo agrava os esforços de dimensionamento da estrutura. Para além de possuir acelerações de

projecto superiores às do RSA, o EC8 recomenda um agravamento da acção devido à não regularidade da estrutura, o que contribui para a discrepância de resultados.

A acção sísmica interplacas, condicionante no caso do Eurocódigo 8, não o é para o regulamento nacional em vigor. Recordado a figura 7.6, de comparação gráfica entre os espectros de resposta para esta acção consegue-se uma melhor compreensão dos resultados.

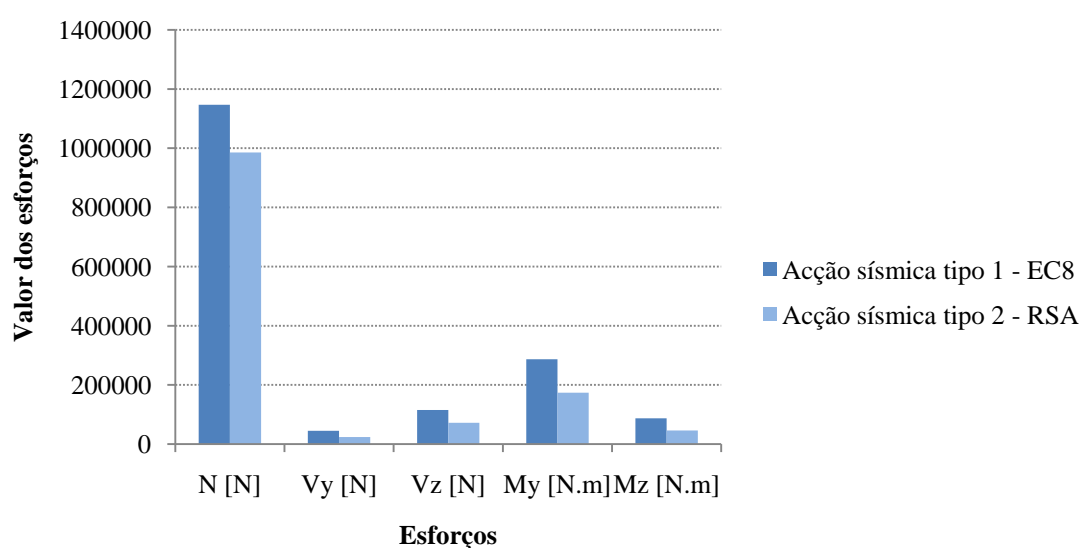


Figura 7.14 – Gráfico de comparação de esforços entre a acção sísmica interplacas no pilar 16 do módulo A

Os valores do EC8 são consideravelmente mais gravosos para a acção sísmica interplacas.

A acção sísmica intraplacas, embora apresente valores mais aproximados, continua a ter valores superiores no EC8. Recorde-se que esta acção é condicionante no RSA para a estrutura do módulo A. Apresentam-se graficamente os valores comparativos entre os dois códigos para a acção no pilar 16:

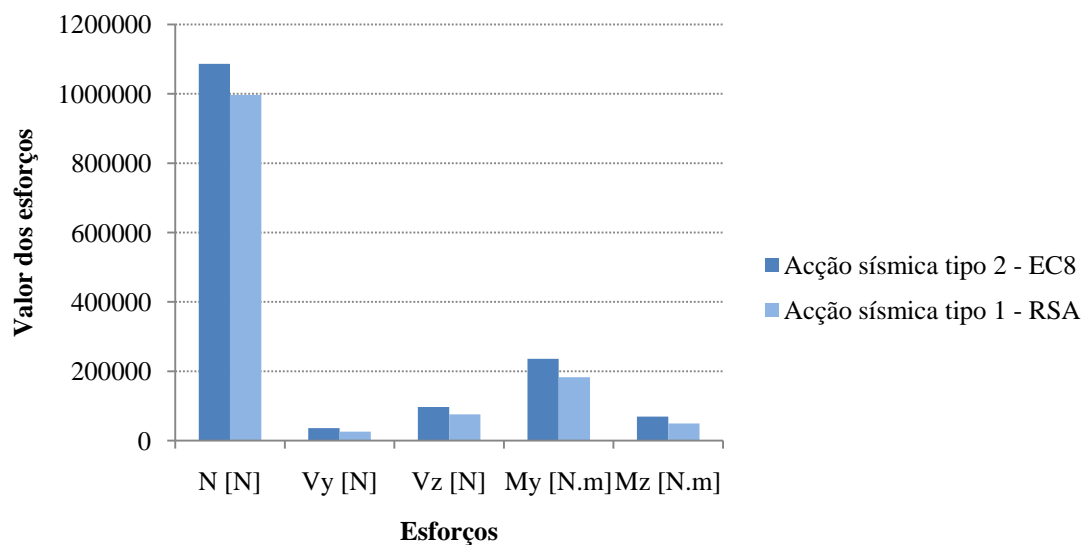


Figura 7.15 – Gráfico de comparação de esforços entre a acção sísmica intraplacas no pilar 16 do módulo A

De uma forma global, comparam-se os resultados da análise ao módulo A do edifício.

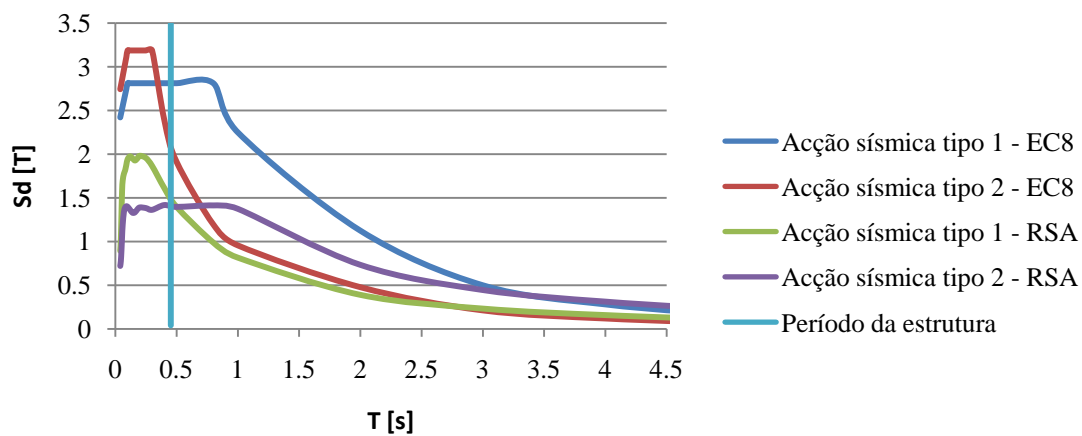


Figura 7.16 – Gráfico de comparação das acções sísmicas do Módulo A

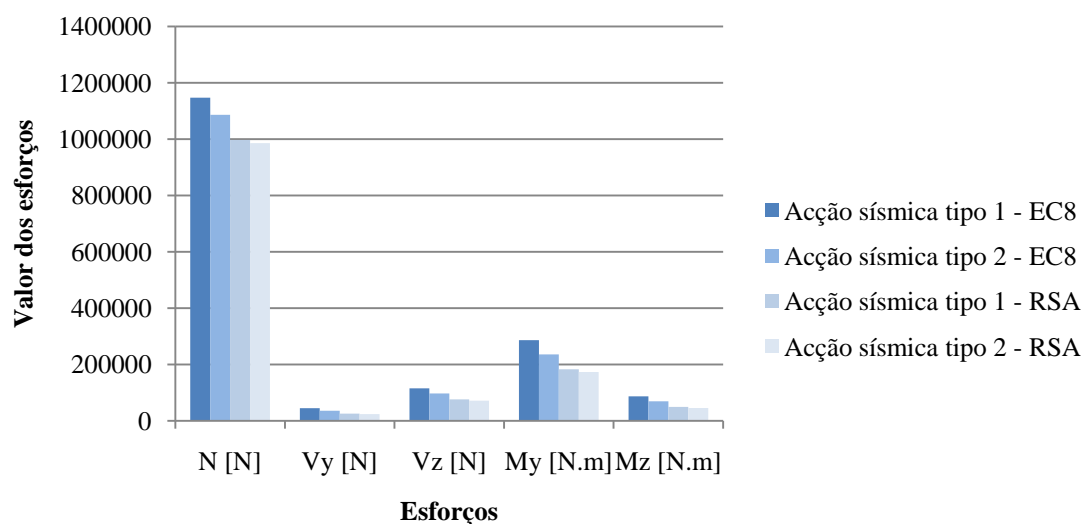


Figura 7.17 – Gráfico de comparação dos esforços do Módulo A

#### 7.4.2 MÓDULO B

Para a análise sísmica do módulo B, utilizou-se o mesmo processo descrito anteriormente. É importante recordar que a acção sísmica é menos gravosa para este módulo quando se tem em conta o EC8.

Apresenta-se o módulo B, com os pilares numerados para uma mais fácil análise e compreensão dos resultados.

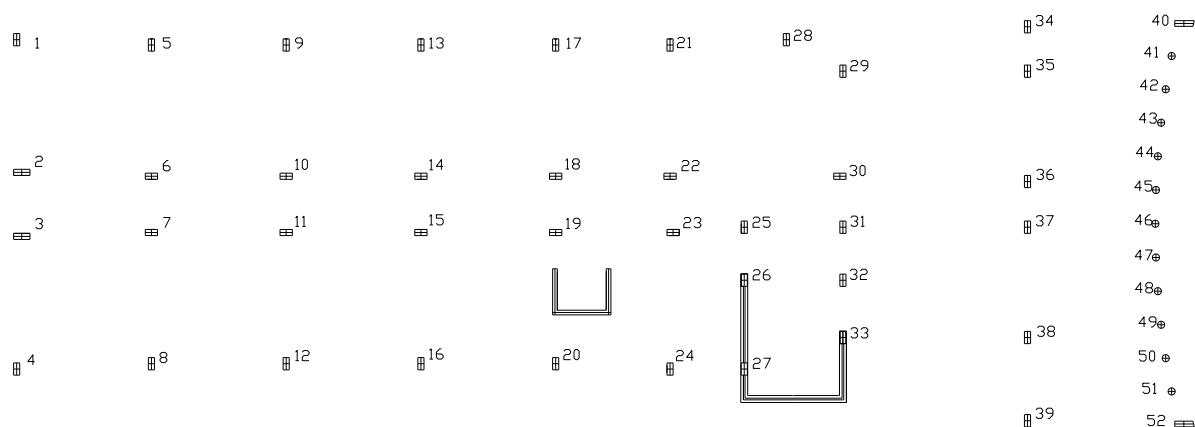


Figura 7.18 – Pilares do módulo B

Consideraram-se os pilares mais esforçados da estrutura do módulo B: pilar nº 4, de extremidade; pilar nº 33, que limita o núcleo resistente das escadas e onde se apoia a consola do 2º piso (Figura 7.19) e pilar nº 40, de extremidade e travado por vigas.



Figura 7.19 – Consola do Módulo B

#### 7.4.2.1 EUROCÓDIGO 8

Os pilares já referidos, actuados pela acção sísmica tipo 1 do Eurocódigo 8, tem os valores de esforço máximo presentes no quadro seguinte. Os modos de vibração e os respectivos coeficientes de influência foram calculados da mesma forma. Apresenta-se apenas para este módulo, como exemplo, o caso da acção sísmica tipo 1.

Quadro 7.13 – Módulo B - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 - EC8

Pilar	N [N]	V <sub>y</sub> [N]	V <sub>z</sub> [N]	M <sub>y</sub> [N.m]	M <sub>z</sub> [N.m]
4	- 686175	96127	25224	32838	198562
33	- 816560	248600	26520,1	31270,4	141779
40	- 557440	33649,6	101489	263248	66805,4

Quadro 7.14– Módulo B - Modos de vibração, frequência e coeficiente de importância para a acção sísmica tipo 1 – EC8

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	Sub-modo	Coeficiente
1	2,084	0,480	1	9,08
2	3,941	0,254	2	5,57
3	4,395	0,228	3	1,56
4	6,573	0,152	4	0,27
5	10,868	0,092	5	0,18
6	12,457	0,080	7	1,45E-02
7	13,068	0,077	8	4,6E-02
8	14,146	0,071	9	0,12
9	15,458	0,065	15	1,18E-02
10	15,522	0,064	16	-2,76E-02

O mesmo processo foi utilizado para obter os esforços da acção sísmica tipo 2 do EC8.

Quadro 7.15 – Módulo B - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 - EC8

Pilar	N [N]	Vy [N]	Vz [N]	My [N.m]	Mz [N.m]
4	- 647600	73150	21612	30794,8	134328
33	- 702500	213370	25070,8	29791,1	122139
40	- 531799	25329,6	71957	184888	49951,4

Comparativamente, observando os esforços do pilar número 4, podemos concluir que os valores da acção sísmica tipo 1 (interplacas) são mais gravosos, sendo uma vez mais esta a acção condicionante do EC8.



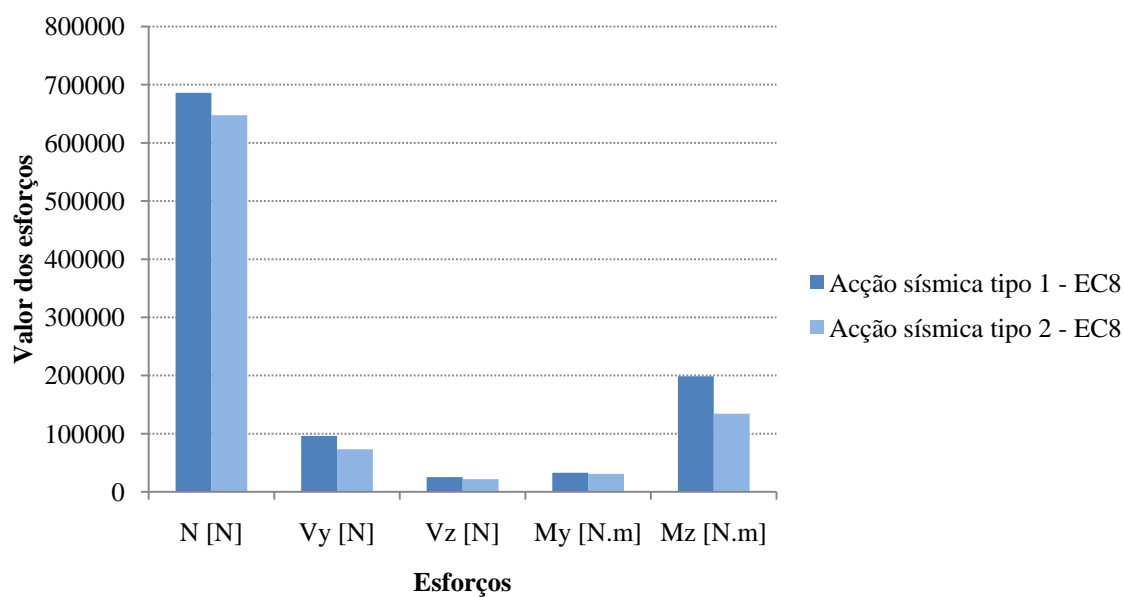


Figura 7.20 – Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do EC8 no pilar 4 do módulo B

#### 7.4.2.2 REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES

Os esforços obtidos aplicando as acções sísmicas preconizadas no RSA ao módulo B, apresentam-se nos quadros seguintes.

Quadro 7.16 – Módulo B - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 1 - RSA

Pilar	N [N]	Vy [N]	Vz [N]	My [N.m]	Mz [N.m]
4	- 626436	63169	19221	28499	121688
33	- 611940	186086	22417	26910	106711
40	- 506506	22003	65519	168577	43404

Quadro 7.17 – Módulo B - Esforços dos pilares mais esforçados para a acção sísmica tipo 2 - RSA

Pilar	N [N]	Vy [N]	Vz [N]	My [N.m]	Mz [N.m]
4	- 624408	57009	17645	26548	117292
33	- 491988	149074	21160	25164	86011
40	- 484586	18579	62821	164128	36690

Considerando as acções do RSA, a acção sísmica tipo 1 (intraplacas) apresenta valores mais desfavoráveis comparativamente à acção interplacas. Graficamente apresenta-se o mesmo pilar (nº 4).

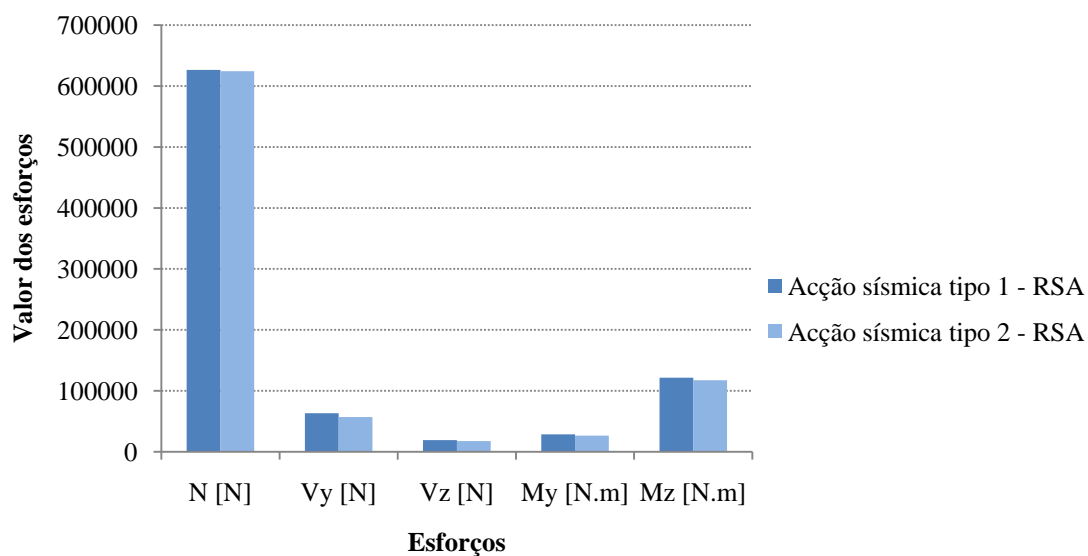


Figura 7.21 – Gráfico de comparação de esforços entre as acções sísmicas do RSA no pilar 4 do módulo B

### 7.4.2.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Comparando os espectros de resposta para o Módulo B, consegue-se uma melhor compreensão dos resultados da análise. Apresentam-se em seguida os espectros de resposta e os esforços máximos no módulo para as diferentes acções sísmicas.

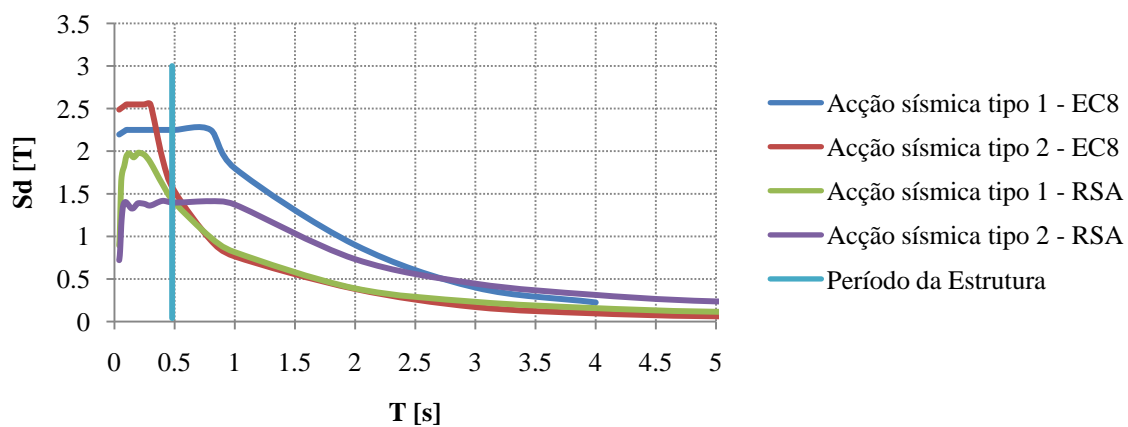


Figura 7.22 – Gráfico de comparação entre acções sísmica no módulo B

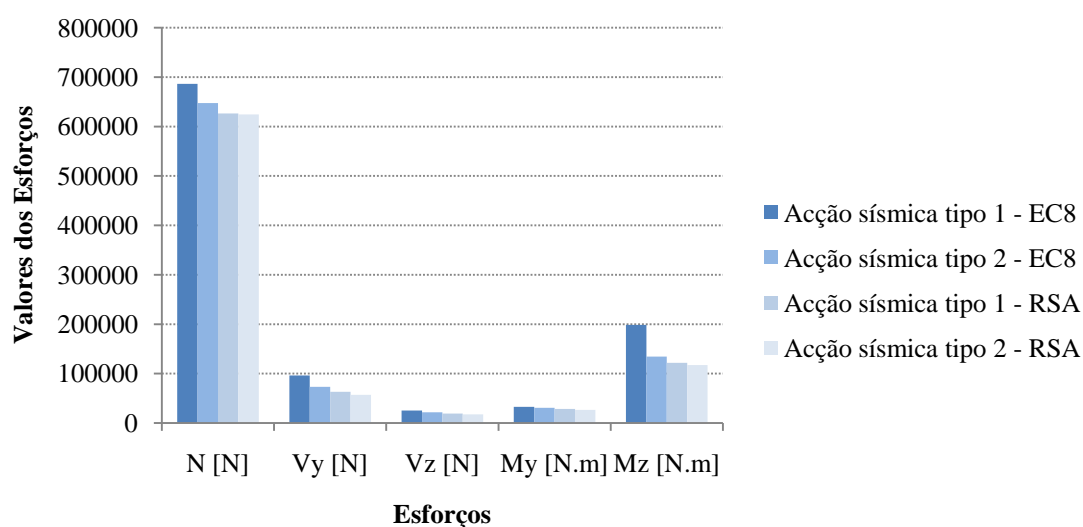


Figura 7.23 – Gráfico de análise comparativa dos esforços do módulo B

A análise dos dois gráficos de comparação permite confirmar a acção sísmica interplacas do EC8 como a mais desfavorável para o módulo B do edifício. Esta acção origina esforços mais elevados nos elementos estruturais comparativamente com as restantes, que apresentam valores relativamente próximos. De facto, na figura 7.22 observa-se que, para o período de vibração fundamental da estrutura, esta acção é a que apresenta maior aceleração.

## 7.5 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O dimensionamento dos elementos é efectuado com base na combinação sísmica condicionante para a estrutura, de onde se obtêm os esforços máximos de dimensionamento. Da análise efectuada no ponto anterior do trabalho, verificou-se que a acção sísmica interplacas do EC8 é a que origina maiores esforços nos elementos estruturais.

A verificação de segurança do edifício é efectuada de acordo com o regulamento nacional em vigor, REBAP, e com as novas normas de dimensionamento, expressas nos Eurocódigos 2 e 8.

Para o dimensionamento de uma estrutura, pode-se optar por metodologias que diferem sobretudo na forma como têm em conta o comportamento não linear da estrutura. São elas o dimensionamento directo e o dimensionamento por capacidade resistente.

No dimensionamento directo, é efectuada uma análise elástica linear da estrutura e considera-se o comportamento não linear através da divisão dos esforços obtidos pelo coeficiente de comportamento  $\eta$ , verificando a segurança da estrutura por comparação dos esforços assim obtidos com os esforços resistentes. No caso do EC8, o espectro de resposta de projecto utilizado obtém-se da divisão do espectro de resposta elástico pelo coeficiente de comportamento, comparando-se directamente os resultados obtidos do programa com os esforços resistentes.

Quando se utiliza o dimensionamento directo, não é controlado o modo de rotura da estrutura, uma vez que se consideram as mesmas margens de segurança para todas as secções, podendo a cedência ou rotura ocorrer em qualquer elemento da estrutura e em qualquer modo (flexão, corte, esforço axial, fundações ou outros) [Lopes, 2008].

No dimensionamento por capacidade resistente, força-se na estrutura o comportamento não linear desejado, o que provoca que a entrada em regime não linear se dê em zonas definidas previamente e não simultaneamente em toda a estrutura. É necessário que se execute o dimensionamento das zonas da estrutura que se pretendem manter em regime elástico com um excesso de resistência comparativamente às zonas que se pretende que plastifiquem. Há que assegurar que as zonas plásticas possuam ductilidade e capacidade de dissipação de energia adequadas.

Comparativamente: no primeiro método de dimensionamento, os esforços resultam de uma análise global da estrutura, enquanto no segundo os esforços actuantes nas zonas que se mantém em regime elástico dependem dos esforços resistentes nas zonas plásticas. [Lopes, 2007]

No trabalho aqui desenvolvido, seguiu-se o dimensionamento directo da estrutura, efectuando uma análise global de esforços.

### 7.5.1 EXIGÊNCIA DE NÃO COLAPSO

A verificação de segurança ao Estado Limite Último pretende garantir que durante e após a ocorrência de um sismo o edifício não colapse de forma global ou parcial, protegendo as vidas humanas.

Aplicada a combinação sísmica condicionante no edifício, extraíram-se os esforços máximos, nomeadamente, o esforço normal, esforços transversos e momentos flectores nas duas direcções.

O cálculo das armaduras de flexão é efectuado através da verificação de resistência à flexão composta desviada. Para tal, recorre-se aos ábacos de flexão desviada que têm em consideração o esforço normal, os momentos flectores em ambas as direcções, a secção do pilar, o recobrimento e as propriedades dos materiais.

Os esforços resistentes de cálculo são, no caso da flexão composta, expressos por uma função  $R_d = \varphi R_d(M, N)$ . Os esforços actuantes de cálculo devem situar-se no domínio limitado por esta função para que a condição de segurança seja satisfeita. (REBAP, 2004).

#### 7.5.1.1 REBAP

##### 7.5.1.1.1 PILARES

A análise dos pilares tem como base as plantas de ambos os módulos, e a sua numeração é considerada de acordo com as figuras 7.10 e 7.18.

##### 7.5.1.1.1.1 FLEXÃO

De acordo com as tabelas de cálculo, o cálculo da armadura resistente é função da percentagem mecânica de armadura  $\omega_{tot}$ , a qual depende directamente do esforço normal reduzido –  $v$  e dos momentos flectores reduzidos em cada direcção –  $\mu$ .

A área de armadura calcula-se a partir da seguinte expressão:

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} b h \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$$

Em que,  $b$  e  $h$  são as dimensões transversais do pilar e  $f_{cd}$  e  $f_{syd}$  são as tensões nominais de cedência do betão (compressão) e do aço (tracção). Estes parâmetros tomam os seguintes valores:

Quadro 7.18 – Valores de  $f_{cd}$

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
$f_{cd}$ [Mpa]	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3

Quadro 7.19 – Valores de  $f_{yd}$

Classe do aço	A400	A500
$f_{yd}$ [MPa]	348	435

Para se obter a percentagem mecânica de armadura  $\omega_{tot}$  pelas tabelas de cálculo, é necessários que se conheçam os valores de esforço normal e momentos flectores reduzidos. Estes parâmetros são dados respectivamente pelas expressões:

$$v = \frac{N_{Rd}}{b h f_{cd}}$$

E,

$$\mu_y = \frac{|M_{Rd,y}|}{b h^2 f_{cd}}$$

$$\mu_z = \frac{|M_{Rd,z}|}{b^2 h f_{cd}}$$

$N_{Rd}$  é o esforço normal resistente da secção e  $M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$  os momentos flectores resistentes segundo os dois eixos.

Considera-se para o uso das tabelas:

- $d_1/h = 0,10$ ;
- $b_1/h = 0,10$ .

Através deste processo, calculam-se as áreas de armadura necessárias para resistir à acção sísmica nos pilares mais esforçados e comparam-se com as existentes.

Quadro 7.20 – Dimensões e esforços máximos nos pilares do módulo A

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
16	0,90	0,30	-996,974	182,841	49,594
17	0,35	0,60	-795,290	53,508	114,446
18	0,30	0,60	-631,738	61,393	91,936

Quadro 7.21 – Esforços reduzidos e armaduras do módulo A

Pilar	v	$\mu_y$	$\mu_z$	$\omega_{tot}$	$A_{S,tot} [cm^2]$	$A_{S, Existente} [cm^2]$
16	-0,22	0,14	0,01	0,18	23,32	23,88/36,2
17	-0,23	0,02	0,09	0,09	9,07	28,14
18	-0,21	0,03	0,10	0,10	8,64	15,84/19,35

Os dois valores de armadura existente correspondem a diferentes tipos de armadura existente no mesmo pilar. A maior área de armadura está associada aos pisos 1 e 2, enquanto a menor corresponde aos restantes pisos. Ao verificar a condição para os pisos superiores a armadura obviamente verifica a segurança para todo o pilar. Recorde-se que a atenção a este facto é consequência da análise que se faz, considerando os valores máximos em todo o desenvolvimento do pilar para uma análise mais conservativa e segura.

Quadro 7.22 – Dimensões e esforços máximos nos pilares do Módulo B

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
4	0,30	0,60	-626,436	28,499	121,688
33	0,30	0,60	-611,940	26,910	106,711
40	0,90	0,28	-506,506	168,577	43,404

Quadro 7.23 – Esforços reduzidos e Armaduras do Módulo B

Pilar	v	$\mu_y$	$\mu_z$	$\omega_{tot}$	$A_{S,tot} [cm^2]$	$A_{S, Existente} [cm^2]$
4	-0,21	0,02	0,13	0,15	12,96	19,35/51,05 <sup>1</sup>
33	-0,20	0,01	0,12	0,11	9,50	19,35
40	-0,12	0,14	0,01	0,16	19,35	21,62/62,84

Verifica-se que a armadura existente no edifício é suficiente para resistir aos esforços máximos actuantes através da acção sísmica condicionante do RSA. Para garantir a resistência à flexão dos pilares do edifício, é ainda necessário que sejam respeitadas algumas condições suplementares que o REBAP impõe para armaduras longitudinais:

1. A secção total de armadura longitudinal de um pilar, não deve ser inferior a 0,3% no caso de armadura de aço A400 ou A500 e superior a 8% (mesmo em zonas de emenda de varões por sobreposição);
2. A armadura longitudinal deve compreender, no mínimo, 1 varão junto a cada ângulo de secção e 6 varões para o caso de secções circulares ou assimiláveis;
3. Diâmetro mínimo destes varões deve ser de 10 mm, para aços A400 e A500;
4. O espaçamento dos varões da armadura longitudinal não deve exceder 30 cm. Em faces com largura igual ou inferior a 40 cm, basta dispor varões junto aos cantos.

---

<sup>1</sup> A armadura do pilar 40 do Módulo B varia em todos os pisos. Apresenta-se a armadura máxima correspondente ao piso 1, e a armadura mínima utilizada, associada ao piso superior.



Os limites máximos e mínimos de secção de armadura para os pilares estudados apresentam-se no quadro 7.24. Todos os pilares respeitam a condição imposta. Como exemplo, apresenta-se em seguida o cálculo para o pilar número 16 do módulo A.

$$0,003 \times 90 \times 30 \leq A_s \leq 0,08 \times 90 \times 30$$

$$8,1 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 216 \text{ cm}^2$$

Quadro 7.24 – Armadura longitudinal

	$A_{S,\min} [\text{cm}^2]$	$A_s [\text{cm}^2]^2$	$A_{S,\max} [\text{cm}^2]$
Pilar 16 (A)	8,10	23,88	216
Pilar 17 (A)	6,30	28,14	168
Pilar 18 (A)	5,40	15,84	144
Pilar 4 (B)	5,40	19,35	144
Pilar 33 (B)	5,40	19,35	144
Pilar 40 (B)	7,60	21,62	202

As restantes condições do REBAP para as armaduras longitudinais são igualmente respeitadas. É ainda de referir que o diâmetro mínimo utilizado nestas armaduras do edifício é de 12 mm.

---

<sup>2</sup> A armadura de um pilar varia de piso para piso. No quadro encontram-se os valores mínimos de armadura no pilar, uma vez que o valor de limite máximo de armadura nunca é aproximado.

### 7.5.1.1.2 ESFORÇO TRANSVERSO

O cálculo da armadura de esforço transverso foi efectuado considerando o esforço transverso máximo dos pilares. O procedimento seguido é o descrito no artigo 53º do REBAP.

O valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd}$ , é obtido pela expressão:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Em que,

$V_{cd}$  representa a contribuição do betão na resistência ao esforço transverso

$V_{wd}$  traduz a contribuição das armaduras na resistência ao esforço transverso.

O valor de  $V_{cd}$  é calculado pela seguinte expressão:

$$V_{cd} \leq \tau_1 b_w d$$

Onde,

$\tau_1$  é a tensão dependente da classe do betão e cujo valor é obtido do quadro 7.25;

$b_w$  é a largura da alma de secção;

$d$  é a altura útil da secção.

Quadro 7.25 – Valores de  $\tau_1$

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
$\tau_1$ [MPa]	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

O valor da contribuição das armaduras na resistência ao corte,  $V_{wd}$ , é determinado através da expressão:

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sd}}{s} f_{syd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Em que,

- $d$  é a altura útil da secção;
- $A_{sw}$  é a área de secção da armadura de esforço transversal;
- $s$  é o espaçamento das armaduras de esforço transversal;
- $f_{syd}$  é a tensão de cedência das armaduras e que tem os valores do quadro 7.19;
- $\alpha$  é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo do elemento, e toma os valores entre 45 e 90 graus. No caso em estudo considera-se igual a 90°.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente deve ainda satisfazer a condição:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d$$

O parâmetro  $\tau_2$  é a tensão que toma o valor apresentado no quadro seguinte, função da classe do betão.

Quadro 7.26 – Valores de  $\tau_2$

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
$\tau_2$ [MPa]	2,4	3,2	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0

A altura útil é calculada da seguinte forma:

$$d = h - \text{rec.} - \varphi_{\text{est.}} - \frac{\varphi_{\text{long.}}}{2}$$

Onde,

- $h$  é a altura da secção transversal;
- $\text{rec.}$  é o recobrimento, que se considera igual a 3,0 cm de acordo com o artigo 78º do REBAP.
- $\varphi_{\text{est.}}$  é o diâmetro das cintas.
- $\varphi_{\text{long.}}$  é o diâmetro da armadura longitudinal.

Considera-se simplificadamente que o somatório do recobrimento com o diâmetro das cintas e metade do diâmetro da armadura longitudinal é igual a 5 cm para todos os pilares.

Os valores de esforço transversal actuante e resistente apresentam-se nos quadros 7.27 e 7.28. Para a parcela de contribuição do aço para o esforço transversal resistente ( $V_{\text{wd}}$ ) considerou-se a armadura de menor área existente no pilar.

Utilizaram-se no edifício as seguintes armaduras de esforço transversal:

- $\Phi 6//0,19$ ;
- $\Phi 6//0,14$

Quadro 7.27 – Dimensões e esforços actuantes e resistentes – Módulo A

Pilar	$b$ [m]	$d$ [m]	$V_{\text{Ed}}$ [kN]	$V_{\text{cd}}$ [kN]	$V_{\text{wd}}$ [kN]	$V_{\text{Rd}}$ [kN]
16	0,90	0,25	75,884	168,750	22,080	190,830
17	0,25	0,55	55,003	103,120	48,580	151,700
18	0,30	0,55	47,744	123,750	48,580	172,330

Quadro 7.28 – Dimensões e esforços actuantes e resistentes – Módulo B

Pilar	b [m]	d [m]	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>cd</sub> [kN]	V <sub>wd</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]
4	0,30	0,55	63,169	123,750	48,580	172,330
33	0,30	0,55	186,086	123,750	48,580	172,330
40	0,90	0,23	65,519	155,250	20,310	175,560

Analise-se mais pormenorizadamente o pilar 33 do edifício e a sua resistência ao esforço transversal. O esforço actuante num pilar é consequência da combinação de acções na estrutura, no caso, peso próprio, sobrecarga e acção sísmica actuam simultaneamente. No piso 4 deste pilar verifica-se o maior esforço transversal devido às cargas estáticas, enquanto que na parte inferior do pilar se situam os esforços de corte mais gravosos para a acção sísmica.

A divisão do pilar por pisos permite identificar a combinação de esforços mais desfavorável em cada um dos seus “subsegmentos”. Ao efectuar esta divisão no pilar 33, consegue-se concluir que o pilar tem capacidade resistente de acordo com as condições do RSA.

Quadro 7.29 – Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 33 do Módulo B – RSA

Pilar	Pisos	V <sub>Ed</sub> [kN]	Armadura existente	V <sub>Rd</sub> [kN]
33	4	130,530	Φ6//0,19	172,330
	1, 2 e 3	168,910	Φ6//0,19	172,330

A armadura transversal, que tem a função de cintar o betão e impedir a encurvadura dos varões da armadura longitudinal, necessita de respeitar igualmente os seguintes critérios definidos pelo regulamento em questão.

1. O espaçamento das armaduras transversais nas zonas críticas tem de respeitar a seguinte condição:

$$s_w \leq \min \{12d_{bL}; \min(h_c : b_c); 300\text{mm}\}$$

Quadro 7.30 – Espaçamento máximo de armadura transversal

Pilar	Piso	Espaçamento máximo [mm]
16	Todos	192
17	Todos	192
18	Todos	192
4	3,4	192
	2	240
	1	300
33	4	192
	1,2,3	240
40	3,4	192
	1,2	240

Para todos os pilares, o factor condicionante é: 12 vezes o diâmetro dos varões da armadura longitudinal. Consideraram-se, em cada caso, os varões de maior diâmetro. Esta opção baseou-se no facto de serem estas as armaduras que resistem maioritariamente ao esforço de flexão na secção, pelo que a consideração de outra armadura longitudinal com menor preponderância na resistência a este esforço não faria sentido.

- Quando se utilizem na armadura longitudinal varões de diâmetro igual ou superior a 25 mm, a armadura transversal deve ser constituída por varões de diâmetro não inferior a 8 mm.

Esta condição não é respeitada no piso 1 do pilar número 4 do módulo B, onde se tem:

Quadro 7.31 – Armaduras do pilar número 4 do Módulo B

Pilar	Piso	Armadura longitudinal	Armadura transversal
4	1	4Φ25 + 10Φ20	Φ6//0,19

3. A armadura transversal deve ser colocada de forma a que cada varão longitudinal seja abraçado por ramos dessa armadura, formando ângulos em torno do varão inferiores a  $135^\circ$ . Esta regra permite como excepções, pilares circulares ou assimiláveis, varões que não sejam de canto e que se encontrem a menos de 15 cm de varões de cumpram a condição.
4. O valor de cálculo do esforço transverso resistente deve satisfazer a condição:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d$$

Quadro 7.32 – Limite do valor de cálculo do esforço transverso resistente

Pilar	$V_{Rd}$ , Cálculo [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
16	190,830	1125,000
17	151,700	687,500
18	172,330	825,000
4	172,330	825,000
33	172,330	825,000
40	175,560	1035,000

Os resultados obtidos na análise de resistência ao esforço transversal dos pilares revelam que a contribuição do betão para a resistência a este esforço é, em cinco dos seis casos analisados, suficiente para esta verificação. Este facto justifica a utilização de áreas de armadura transversal baixas, respeitando apenas as exigências de pormenorização definidas pelo REBAP.

Verifica-se que todos os pilares analisados respeitam os valores de capacidade resistente exigida pela regulamentação que regeu o seu dimensionamento; no entanto, o pilar número 4 apresenta um *erro de projecto*. Como referido, utilizando varões de armadura longitudinal de diâmetro 25 mm, a armadura transversal deve ser constituída por varões de diâmetro não inferior a 8 mm. Este critério não é respeitado neste pilar, a armadura transversal é constituída por varões de 6 mm.

As armaduras de esforço transverso calculadas e existentes no pilar 33, necessárias para a resistência do pilar a este esforço, apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 7.33 – Armaduras de esforço transverso obtidas através do RSA/REBAP – Pilar 33 do Módulo B

<b>Pilar</b>	<b>Piso</b>	<b><math>A_{sw/s}</math> [cm<sup>2</sup>/m]</b>	<b><math>A_{sw/s}</math> por ramo [cm<sup>2</sup>/m]</b>	<b>Armadura escolhida</b>	<b>Área de armadura existente [cm<sup>2</sup>/m]</b>	<b>Armadura existente</b>
33	4	0,39	0,20	Φ6//0,20*	1,41	Φ6//0,19
	1,2,3	2,62	1,31	Φ6//0,20	1,41	Φ6//0,19

\* O REBAP define para o piso 4 do pilar 33 um espaçamento máximo de 192 mm, como se constatou do quadro 7.30. A opção por este espaçamento constitui uma aproximação dos valores existentes na tabela de cálculo de armadura do UNIC aos 190 mm utilizados no projecto.

#### 7.5.1.1.2 VIGAS

A análise das vigas é efectuada considerando uma viga de cada módulo e baseia-se nos esquemas que se apresentam nas figuras seguintes.



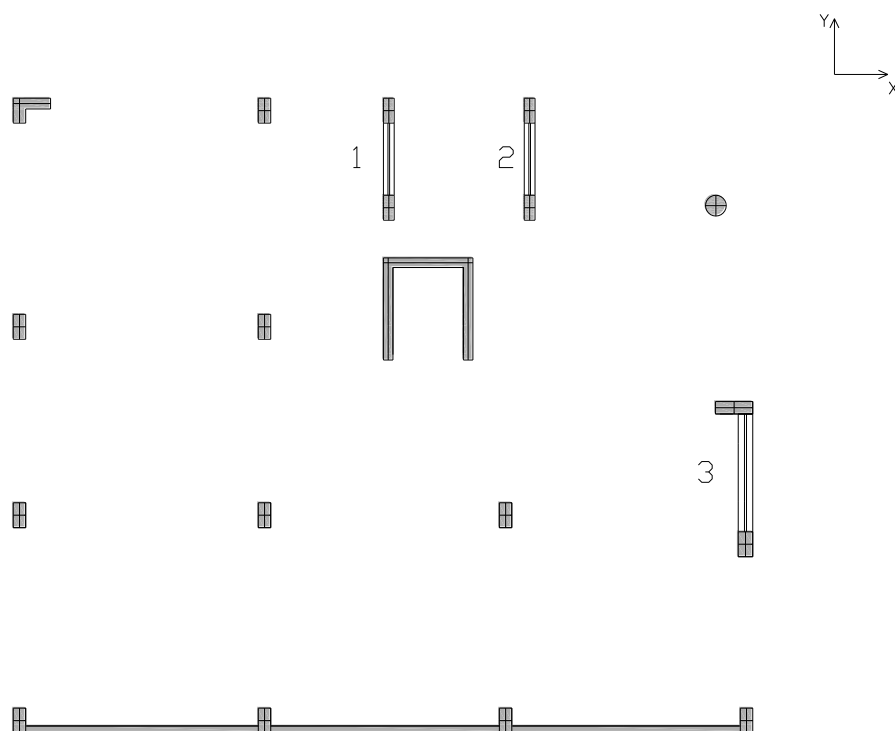


Figura 7.24 – Vigas do Módulo A

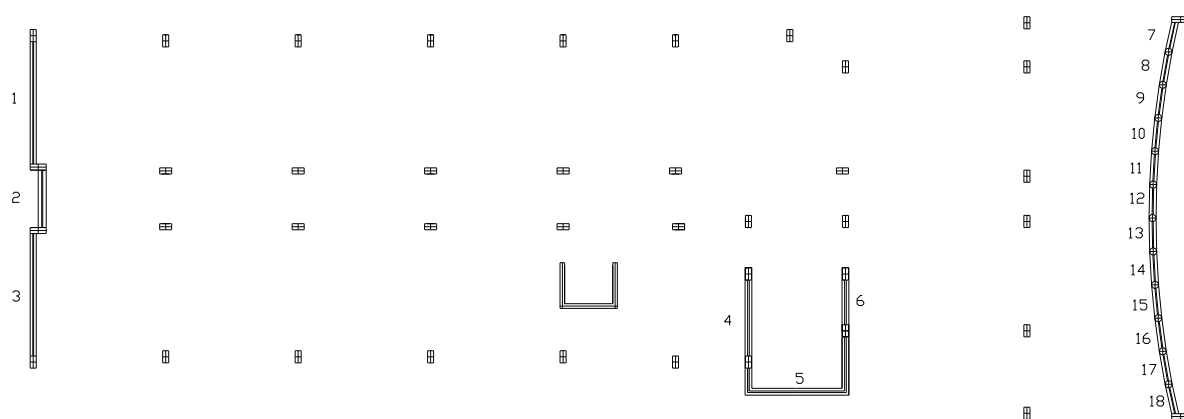


Figura 7.25 – Vigas do Módulo B

#### 7.5.1.1.2.1 FLEXÃO

Procedeu-se ao cálculo da capacidade resistente das vigas mais esforçadas do modelo. Este processo teve como base, tal como no caso dos pilares, os esforços obtidos através do

programa de cálculo ANSYS. No entanto, para o caso do módulo B, o esforço a meio vão da viga é máximo com a actuação da combinação fundamental com acção variável de base a sobrecarga.

Analizou-se no módulo A a viga 3, situada no piso 2 e no módulo B a viga 1, no piso 4. Os esforços destas vigas nos apoios e a meio vão apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 7.34 – Esforços máximos na viga do módulo A

<b>Módulo A</b>	<b>Apoio A</b>	<b>½ vão</b>	<b>Apoio B</b>
$M_{Ed}$ [kN.m]	- 116,568	39,667	- 58,884

Quadro 7.35 – Esforços máximos na viga do módulo B

<b>Módulo B</b>	<b>Apoio A</b>	<b>½ vão</b>	<b>Apoio B</b>
$M_{Ed}$ [kN.m]	- 59,318	36,466	- 58,691

Os diagramas de momentos flectores actuantes numa viga indicam as zonas que se encontram traccionadas. Numa viga apoiada nas extremidades, como é o caso, os momentos negativos máximos encontram-se nos apoios enquanto o momento positivo máximo se situa a meio vão.

Para uma secção rectangular e considerando um diagrama rectangular de tensões no betão, o dimensionamento das armaduras de flexão é efectuado recorrendo aos valores de momento reduzido, taxa mecânica de armadura e da área de armadura. As expressões para estes parâmetros apresentam-se seguidamente pela ordem descrita.

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{cd}}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Quadro 7.36 – Valores de armadura de flexão na viga do módulo A

	<b>M<sub>Ed</sub></b> <b>[kN.m]</b>	<b>μ</b>	<b>ω</b>	<b>A<sub>s</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>A<sub>s, Existente</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>
Apoio A	- 116,568	0,04	0,04	4,89	19,63
½ vão	39,667	0,01	0,01	1,64	19,63
Apoio B	- 58,884	0,02	0,02	2,44	19,63

Quadro 7.37 – Valores de armadura de flexão na viga do módulo B

	<b>M<sub>Ed</sub></b> <b>[kN.m]</b>	<b>μ</b>	<b>ω</b>	<b>A<sub>s</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>A<sub>s, Existente</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>
Apoio A	- 59,318	0,04	0,04	4,70	8,04
½ vão	36,466	0,02	0,02	2,50	8,04
Apoio B	- 58,691	0,04	0,04	4,64	8,04

Verifica-se que as vigas analisadas resistem aos esforços de flexão de acordo com o RSA.

Existe, como se pode observar no quadro 7.36, um grande diferencial de valores de área de armadura necessária e existente. Este facto deve-se ao assentamento do passadiço metálico existente que une os dois módulos do edifício na viga em questão. O estudo que se apresenta não considera o contributo dessa estrutura. A escolha da viga do módulo A para a análise teve o objectivo de verificar a capacidade resistente dos elementos estruturais de betão armado, no caso concreto da viga número 2, para apoio do passadiço.

As vigas estudadas respeitam também a recomendação do REBAP para a percentagem de armadura longitudinal de tracção nas vigas  $\rho$ , que para um aço A400 não deve ser inferior a 0,15%.

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \cdot d} \times 100$$

A percentagem de armadura mínima é 0,8 e 0,49% para o módulo A e B respectivamente.

#### 7.5.1.1.2.2 ESFORÇO TRANSVERSO

De acordo com o artigo 94º do REBAP, a percentagem de estribos,  $\rho_w$ , não deve em geral ser inferior a 0,10, para as armaduras utilizadas (A400). Esta percentagem é definida pela expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \times 100$$

Em que,

- $A_{sw}$  é a área total da secção transversal dos vários ramos do estribo;
- $b_w$  é a largura da alma da secção;
- $s$  é o espaçamento dos estribos;
- $\alpha$  é o ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga, que varia entre 45° e 90°. Considera-se no trabalho um valor de  $\alpha = 90^\circ$ .

Em todas as vigas analisadas, as percentagens de estribos respeitam a condição imposta pelo REBAP.

Quadro 7.38 – Percentagem de estribos

Viga	$\rho_w$
Módulo A	0,640
Módulo B	0,235

O espaçamento entre estribos, segundo o mesmo artigo e considerando estribos normais ao eixo da viga, deve respeitar as condições:

$$\text{Nas zonas em que } V_{sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$s \leq 0,9 d$ , com o máximo de 30 cm;

$$\text{Nas zonas em que } \frac{1}{6} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$s \leq 0,5 d$ , com o máximo de 25 cm;

$$\text{Nas zonas em que } V_{sd} > \frac{2}{3} \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$s \leq 0,3 d$ , com o máximo de 20 cm.

Nas expressões anteriores  $\tau_2$  toma os valores do quadro 7.26.

Sendo as armaduras de esforço transversal das vigas estudadas,  $\Phi 8//0,15$  e  $\Phi 6//0,20$ , no Módulo A e B respectivamente, a condição fica automaticamente satisfeita uma vez que para o caso mais gravoso o limite máximo admissível é de 20 cm.

Confirme-se a verificação do critério de espaçamento dos estribos.

Viga do Módulo A:

$$V_{sd} = 61,732 \text{ kN} \leq \frac{1}{6} \tau_2 \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \times 5000 \times 0,35 \times 0,7 = 204,167 \text{ kN}$$

Viga do Módulo B:

$$V_{sd} = 60,164 \text{ kN} \leq \frac{1}{6} \tau_2 \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \times 5000 \times 0,3 \times 0,55 = 137,5 \text{ kN}$$

### 7.5.1.2 EC8

Apresentam-se aqui as verificações de resistência à flexão e ao esforço transversal de acordo com o EC8, regulamento europeu.

#### 7.5.1.2.1 PILARES

##### 7.5.1.2.1.1 FLEXÃO

O cálculo da armadura de flexão através do Eurocódigo é efectuado de forma igual ao REBAP, uma vez que são utilizadas as mesmas relações constitutivas de aço e betão. O dimensionamento é efectuado com base nos esforços do programa automático utilizado, recorrendo posteriormente aos ábacos da flexão composta desviada.

Quadro 7.39 – Dimensões e esforços máximos nos pilares do Módulo A

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
16	0,90	0,30	-1146,930	262,455	86,414
17	0,35	0,60	-852,254	85,746	199,512
18	0,30	0,60	-690,407	96,459	155,056

Quadro 7.40 – Esforços reduzidos e Armaduras obtidas através do EC8/EC2 para o Módulo A

Pilar	v	$\mu_y$	$\mu_z$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot} [\text{cm}^2]$	$A_{s, Existente} [\text{cm}^2]$
16	-0,25	0,19	0,02	0,32	38,87	23,88/36,2
17	-0,24	0,04	0,16	0,21	21,16	28,14
18	-0,21	0,04	0,10	0,10	8,64	15,84/19,35

Quadro 7.41 – Dimensões e esforços máximos nos pilares do Módulo B

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
4	0,30	0,60	-686,175	32,838	198,562
33	0,30	0,60	-816,560	31,270	141,779
40	0,90	0,280	-557,440	263,248	66,805

Quadro 7.42 – Esforços reduzidos e Armaduras obtidas através do EC8/EC2 para o Módulo B

Pilar	v	$\mu_y$	$\mu_z$	$\omega_{tot}$	A <sub>S,tot</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S, Existente</sub> [cm <sup>2</sup> ]
4	-0,23	0,02	0,22	0,30	34,55	19,35/51,05
33	-0,27	0,02	0,16	0,18	15,55	19,35
40	-0,13	0,22	0,02	0,40	48,37	21,62/62,84

A análise efectuada permite verificar que existem 3 pilares em que a área de armadura necessária à resistência segundo o EC8 é superior à existente no pilar. Efectua-se pois, para os três pilares em questão, uma análise mais rigorosa verificando os esforços máximos por pisos.

Quadro 7.43 – Análise de resistência à flexão do pilar 16 do Módulo A – EC8

Pilar	Pisos	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]	A <sub>S,tot</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S, Existente</sub> [cm <sup>2</sup> ]
16	4	-356,899	165,345	58,654	15,55	23,88
	3	-624,820	153,798	86,414	12,96	23,88
	2	-918,250	262,455	84,280	38,87	36,20
	1	-1146,930	182,444	19,818	18,14	36,20

Quadro 7.44 – Análise de resistência à flexão do pilar 4 do Módulo B – EC8

Pilar	Pisos	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]	A <sub>S,tot</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S, Existente</sub> [cm <sup>2</sup> ]
4	4	-165,023	32,838	112,272	11,23	19,35
	3	-392,939	25,681	138,125	17,28	28,14
	2	-631,297	21,061	185,126	26,78	43,98
	1	-686,175	8,092	198,562	34,55	51,05

Quadro 7.45 – Análise de resistência à flexão do pilar 40 do Módulo B – EC8

Pilar	Pisos	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]	A <sub>S,tot</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S, Existente</sub> [cm <sup>2</sup> ]
40	Restantes	-323,646	131,595	58,468	12,10	21,62
	1 e 2	-557,440	263,248	66,805	48,37	62,84

Com esta análise, verificou-se que apenas o pilar 16 no piso 2 não respeita as condições importas pelo EC8 para a verificação ao estado limite último de flexão. No entanto, a área de armadura existente aproxima-se consideravelmente da necessária, pelo que esta verificação se pode considerar satisfeita.

O EC8 define outros parâmetros de dimensionamento e pormenorização respeitados por todos os pilares do edifício:

1. Colocação de 3 varões por face. Distância máxima entre varões travados: 200 mm.
2. A percentagem de armadura longitudinal está entre 1 e 4% da secção transversal. A armadura tem de ser simétrica.
3. O esforço normal reduzido máximo admissível é de 0,65.

Comparativamente aos valores do RSA, o EC8 apresenta esforços actuates maiores e consequentemente, pelo facto de se seguir o mesmo procedimento de cálculo de armaduras longitudinais em ambos os regulamentos, valores de área de armadura necessária superiores.

#### 7.5.1.2.1.2 ESFORÇO TRANSVERSO

No que respeita ao esforço transversal, o EC8 faz referência às seguintes expressões do EC2:



- Resistência dos estribos:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta$$

Em que,

- $\frac{A_{sw}}{s}$  é a área de aço por unidade de comprimento;
- $z$  toma o valor  $z = 0,9d$ ;
- $f_{ywd}$  é a tensão de cedência cujo valor se encontra no quadro 7.19;
- $\theta$  é o ângulo das escoras admitido pelas bielas comprimidas cujo valor varia entre  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ .

O EC8 não define uma parcela de contribuição do betão para a resistência ao esforço transversal, no entanto, esse contributo é contabilizado através do ângulo das escoras. Considera-se um valor de  $\theta = 21,8^\circ$  no presente trabalho, a que corresponde um valor de  $\cotg \theta = 2,5$ .

- Resistência ao esmagamento do betão:

$$V_{Rd,max.} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot z \cdot b_w \cdot \alpha_{cw}}{\cotg\theta + \tg\theta}$$

Onde,

- $v_1$  é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado ao corte e toma o valor,  $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$
- $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão e os seus valores estão no quadro 7.18;
- $b_w$  é a largura da secção.

$\alpha_{cw}$  é o coeficiente que considera o estado de tensão da zona comprimida e possui o valor de 1,0 para estruturas sem pré-esforço.

Os valores actuantes de esforço transversal e de resistência dos estribos calculados para cada um dos pilares analisados apresentam-se na tabela seguinte.

Quadro 7.46 – Dimensões e esforço transversal actuante e resistente no módulo A

Pilar	b [m]	d [m]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
16	0,9	0,25	115,420	55,202
17	0,25	0,55	95,734	121,440
18	0,3	0,55	73,913	121,440

Quadro 7.47 – Dimensões e esforço transversal actuante e resistente no módulo B

Pilar	b [m]	d [m]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
4	0,3	0,55	96,127	121,440
33	0,3	0,55	248,600	121,440
40	0,9	0,23	101,489	50,785

Também neste caso, existem 3 pilares que podem não respeitar as condições de resistência ao esforço transversal impostas pelo EC8. Analisam-se de seguida os pilares detalhadamente, como já feito anteriormente no trabalho.

Quadro 7.48 – Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 16 do Módulo A – EC8

Pilar	Pisos	$V_{Ed}$ [kN]	Armadura existente	$V_{Rd}$ [kN]
16	4	70,897	$\Phi 6//0,14$	73,602
	3	72,416	$\Phi 6//0,14$	73,602
	2	105,043	$\Phi 6//0,19$	55,202
	1	77,076	$\Phi 6//0,19$	55,202

Quadro 7.49 – Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 33 do Módulo B – EC8

Pilar	Pisos	$V_{Ed}$ [kN]	Armadura existente	$V_{Rd}$ [kN]
33	4	166,680	$\Phi 6//0,19$	121,440
	3	210,915	$\Phi 6//0,19$	121,440
	2	231,150	$\Phi 6//0,19$	121,440
	1	54,686	$\Phi 6//0,19$	121,440

Quadro 7.50 – Análise de resistência ao esforço transversal do pilar 40 do Módulo B – EC8

Pilar	Pisos	$V_{Ed}$ [kN]	Armadura existente	$V_{Rd}$ [kN]
40	4	36,465	$\Phi 6//0,19$	50,785
	3	36,043	$\Phi 6//0,19$	50,785
	2	94,443	$\Phi 6//0,14$	67,714
	1	72,458	$\Phi 6//0,14$	67,714

A análise efectuada permite a identificação concreta dos locais em que cada pilar não possui capacidade resistente de acordo com o EC8. Este estudo constitui uma ferramenta útil num possível processo de reforço do edifício que se apresenta no capítulo 8 do presente trabalho.

É de referir ainda que todos os pilares estudados cumprem o critério de resistência ao esmagamento do betão.

Quadro 7.51 – Verificação do esmagamento do betão de acordo com o EC8

<b>Pilar</b>	<b>V<sub>Ed</sub> [kN]</b>	<b>V<sub>Rd,Max.</sub> [kN]</b>
16	105,043	629,705
17	95,734	384,820
18	73,913	461,784
4	96,127	461,784
33	231,150	461,784
40	94,443	579,323

O EC8 recomenda ainda que, para zonas críticas:

1. O diâmetro mínimo da armadura seja 6 mm.
2. O afastamento máximo entre cintas deve ser o menor dos seguintes valores:

$$s \leq \min \{b_0/2; 8d_{bL}; 175\text{mm}\}$$

Quadro 7.52 – Espaçamento máximo de cintas no EC8

<b>Pilar</b>	<b>Piso</b>	<b>Espaçamento máximo [mm]</b>
16	Todos	128
17	Todos	128
18	Todos	128
4	3,4	128
	2	160
	1	175
33	4	128
	1,2,3	160
40	3,4	128
	1,2	160

A armadura existente não cumpre com este requisito do EC8.

O EC8 conduz também no caso do esforço transversal a valores superiores de esforço actuante e área de armadura, comparativamente com o regulamento nacional em vigor. O processo de cálculo dos esforços resistentes e da área de armadura é distinta em ambos os regulamentos estudados.

### 7.5.1.2.2 VIGAS

#### 7.5.1.2.2.1 FLEXÃO

O dimensionamento das armaduras de flexão nas vigas de acordo com o regulamento europeu EC8/EC2 é efectuado de forma idêntica ao referenciado para o RSA/REBAP. Os esforços obtidos através do programa de cálculo, os correspondentes parâmetros e áreas de armadura, apresentam-se nos quadros seguintes.

Quadro 7.53 – Esforços máximos na viga do módulo A

<b>Módulo A</b>	<b>Apoio A</b>	<b>½ vão</b>	<b>Apoio B</b>
$M_{Ed}$ [kN.m]	- 206,080	70,707	- 104,189

Quadro 7.54 – Esforços máximos na viga do módulo B

<b>Módulo B</b>	<b>Apoio A</b>	<b>½ vão</b>	<b>Apoio B</b>
$M_{Ed}$ [kN.m]	- 84,164	33,417	- 66,216

Quadro 7.55 – Valores de armadura de flexão na viga do módulo A.

	$M_{Ed}$ [kN.m]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s, \text{Existente}}$ [cm <sup>2</sup> ]
Apoio A	- 206,080	0,08	0,07	8,79	19,63
½ vão	70,707	0,02	0,03	2,94	19,63
Apoio B	- 104,189	0,04	0,04	4,36	19,63

Quadro 7.56 – Valores de armadura de flexão na viga do módulo B.

	$M_{Ed}$ [kN.m]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s, \text{Existente}}$ [cm <sup>2</sup> ]
Apoio A	- 84,164	0,06	0,06	6,72	8,04
1/2 vão	33,417	0,02	0,02	2,50	8,04
Apoio B	- 66,216	0,04	0,04	5,25	8,04

Verifica-se a resistência de todas as vigas à flexão, de acordo com os novos regulamentos europeus. O diferencial existente entre a área de armadura necessária e existente para a viga do módulo A, justifica-se no ponto 4.1.1.2.1 do presente capítulo onde se analisa uma viga segundo o REBAP/RSA.

Os Eurocódigos definem limites de armadura longitudinal. Considere-se a limitação imposta pelo EC8, por ser a mais desfavorável. A armadura mínima é definida a partir da expressão:

$$A_{s, \min.} = 0,50 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b_t d$$

Em que,

$f_{ctm}$  é a resistência à tracção do betão. Considera-se um valor de 2,6 MPa para um betão C25/30 de acordo com a tabela 3.1 do EC2;

$f_{yd}$  é a tensão de cedência do aço, que se considera 348 MPa, de acordo com o quadro 7.19;

$b_t$  é a largura da secção;

$d$  é a altura útil.

$$A_{s, \min. A} = 0,50 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b_t \times d = 0,50 \times \frac{2,6}{348} \times 0,35 \times 0,7 = 9,15 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,\min.B} = 0,50 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b_t \times d = 0,50 \times \frac{2,6}{348} \times 0,3 \times 0,55 = 6,16 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,16 \text{ cm}^2$$

A armadura máxima é expressa através de uma percentagem da área de secção:

$$A_{S,\max.} = 0,04 \cdot A_C$$

Em que,

$A_C$  é a área da secção transversal da viga.

$$A_{S,\max.A} = 0,04 \times 0,35 \times 0,75 = 0,0105 \text{ m}^2 = 105 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,\max.B} = 0,04 \times 0,3 \times 0,55 = 0,0066 \text{ m}^2 = 66 \text{ cm}^2$$

O espaçamento máximo de armaduras longitudinais entre ramos sucessivos é dado por:

$$s_{l,\max.} \leq \min \{0,75d; 0,30\text{m}\}$$

Viga do módulo A:

$$s_{l,\max.} \leq \min \{0,525; 0,30\text{m}\} = 0,30\text{m}$$

Viga do módulo B:

$$s_{l,máx.} \leq \min\{0,4125; 0,30\text{m}\} = 0,30\text{m}$$

As vigas em questão respeitam os limites mínimos e máximos de área de armadura, bem como o espaçamento máximo permitido.

#### 7.5.1.2.2.2 ESFORÇO TRANSVERSO

O dimensionamento de armadura transversal de acordo com o EC8 é efectuado de acordo com a expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

Em que,

$V_{Ed}$  é o esforço transversal actuante na viga,

Os restantes parâmetros foram referenciados anteriormente no trabalho.

Quadro 7.57 – Verificação do Esforço Transverso nas Vigas

	$V_{Ed} (x=0)$ [kN]	$z$	$\frac{A_{sw}}{s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	<b>Armadura existente [cm<sup>2</sup>/m]</b>
Viga – Módulo A	102,697	0,630	1,87	6,7
Viga – Módulo B	78,209	0,495	1,82	2,82

De forma conservativa e simplificada, foram calculadas as armaduras no apoio. No caso de dimensionamento de uma viga, o EC2 recomenda que o cálculo seja feito a uma distância  $d$  do apoio.



De realçar que no EC2 a contribuição do betão no cálculo do esforço transversal resistente é considerada através do ângulo de inclinação das escoras, ao contrário do REBAP em que é calculada uma parcela exclusivamente para definição desta contribuição.

O EC2 define, tal como no caso dos pilares, outras verificações para o adequado dimensionamento/análise deste tipo de elementos.

A verificação do esmagamento do betão é efectuada recorrendo à seguinte expressão:

$$V_{Rd,máx.} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Todos os parâmetros se encontram definidos no ponto 5.1.2.1.1 do presente capítulo.

Quadro 7.58 – Verificação do betão comprimido

Viga	V <sub>sd</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]
Módulo A	102,697	685,679
Módulo B	78,209	461,784

A armadura transversal mínima das vigas é definida no ponto 9.2.2(5) do EC2 da seguinte forma:

$$\rho_{min.} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{25}}{400} = 0,001 = 0,1\%$$

$$\rho_w = \frac{A_{Sw}}{s \cdot b_w} \Leftrightarrow \frac{A_{Sw}}{s} = \rho_w \cdot b_w$$

Quadro 7.59 – Armadura transversal mínima – EC8

<b>Viga</b>	$\frac{A_{sw}}{s} \text{ mín. [cm}^2\text{/m]}$	<b>Armadura existente [cm}^2\text{/m]}</b>
Módulo A	3,5	6,7
Módulo B	3	2,82

O espaçamento máximo transversal entre ramos de estribos é definido segundo a condição:

$$s_{t,\text{máx.}} \leq \min\{0,75d; 0,60\text{m}\}$$

Viga do módulo A:

$$s_{t,\text{máx.}} \leq \min\{0,525; 0,60\text{m}\} = 0,525$$

Viga do módulo B:

$$s_{t,\text{máx.}} \leq \min\{0,4125; 0,60\text{m}\} = 0,4125$$

Verifica-se a resistência ao esforço transversal de ambas as vigas do edifício analisadas de acordo com o EC8; no entanto, este código define um limite mínimo de armadura (quadro 7.58) que não é verificado no elemento do módulo B da estrutura.

### 7.5.2 EXIGÊNCIA DE LIMITE DE DANOS

A verificação de limite de danos no EC8, relacionada com os estados limites de serviço, é efectuada através do estabelecimento de limites de deformações laterais da estrutura de forma a assegurar, durante a ocorrência de um sismo, a integridade dos elementos estruturais e não estruturais. A estrutura é actuada, nesta verificação, pelo espectro elástico do EC8.

São definidos limites para os deslocamentos relativos dos pisos, uma vez que este factor permite relacionar a análise estrutural com o comportamento dos elementos não estruturais do edifício.

Para edifícios que possuem elementos não estruturais, como alvenarias, ligados à estrutura, o EC8 define que se respeite a seguinte relação:

$$d_r v \leq 0,005h$$

Em que,

- v é o factor de redução da acção sísmica, que toma o valor de 0,4 para a acção sísmica tipo 1 e de 0,55 para a acção sísmica tipo 2;
- h é a distância entre pisos.

O deslocamento máximo toma como limites, para a acção sísmica tipo 1,

$$d_{r1-2} \leq \frac{0,005 \times 3,6675}{0,4} = 0,046\text{m}$$

$$d_r \leq \frac{0,005 \times 3,855}{0,4} = 0,049\text{m}$$

e para a acção sísmica tipo 2,

$$d_{r1-2} \leq \frac{0,005 \times 3,6675}{0,55} = 0,034\text{m}$$

$$d_r \leq \frac{0,005 \times 3,855}{0,55} = 0,035\text{m}$$

Os dois valores máximos de deslocamento relativo admissíveis referem-se, no primeiro caso ao deslocamento relativo máximo entre os pisos 1 e 2, em que existe uma distância de 3.6675m e o segundo valor aos restantes pisos, onde a diferença de alturas é de 3.855 metros.

Os deslocamentos relativos entre pisos obtêm-se através da diferença entre os deslocamentos absolutos de cada piso.

O valor máximo de deslocamentos relativo não é excedido no edifício. Verifiquem-se os valores máximos dos deslocamentos para os dois módulos e segundo as duas acções sísmicas.

Quadro 7.60 – Deslocamentos na direcção X

<b>Módulo</b>	<b>Acção sísmica</b>	<b>Deslocamento [m]</b>
A	Tipo 1	0,019
	Tipo 2	0,016
B	Tipo 1	0,008
	Tipo 2	0,005

Quadro 7.61 – Deslocamentos na direcção Y

<b>Módulo</b>	<b>Acção sísmica</b>	<b>Deslocamento [m]</b>
A	Tipo 1	0,018
	Tipo 2	0,014
B	Tipo 1	0,015
	Tipo 2	0,009

Em caso algum, os deslocamentos excedem o valor máximo admissível pelo EC8. Em todo o caso, as terras que limitam o piso 1 do edifício contribuem para a limitação dos deslocamentos.



## CAPÍTULO 8

---

### REFORÇO

As verificações efectuadas ao edifício revelaram que existem elementos estruturais que não respeitam as condições impostas pelo EC8 para a verificação de resistência à acção sísmica. Embora não se possa afirmar categoricamente que o edifício corre risco de colapso quando actuado pelo sismo de dimensionamento interplacas do EC8 ou superior, é recomendável que sejam satisfeitas todas as verificações que os códigos definem.

Quando existe a necessidade de num edifício corrigir determinadas anomalias decorrentes de deficiências de projecto, construção, utilização ou mesmo de alterar a finalidade da construção, recorre-se ao reforço da estrutura [Appleton, J. e Gomes, A. 1997].

Existem diversas opções para efectuar o reforço de uma estrutura de betão armado. Salienta-se a colocação de armaduras exteriores, o aumento de secção de betão, a colocação de pré-esforço ou perfis metálicos, a utilização de chapas metálicas ou de materiais compósitos.

Pretende-se neste capítulo propor soluções sustentadas de reforço dos elementos estruturais que apesar de respeitarem as condições para as quais foram dimensionados (REBAP/RSA), não verificam os critérios exigidos segundo o novo regulamento europeu. As soluções que se apresentam não são únicas e têm o objectivo de completar um processo que passou pela análise sísmica do edifício.

#### 8.1 FLEXÃO

A análise de resistência à flexão efectuada de acordo com o EC8 revelou que o piso 2 do pilar número 16 do módulo A, não possui a área de armadura necessária para esta verificação. Optou-se simplificadamente pela técnica de reforço de encamisamento com betão, aumentando a secção do elemento estrutural.

A secção do pilar, que possui dimensões 0,9x0,3m, foi aumentada 0,05m em todo o seu perímetro, passando a ter as dimensões 0,95x0,35. A simulação deste aumento de secção no programa de cálculo utilizado permite que se tenha em conta o efeito global da intervenção, reanalisando a estrutura.

O aumento de secção do pilar em questão provoca um natural aumento dos esforços actuantes; no entanto, a conjugação deste facto com a redução dos parâmetros que definem a percentagem mecânica de armadura ( $\omega_{tot}$ ) conduz a valores de área de armadura que respeitam as condições impostas pelo EC8, como se pode verificar no quadro seguinte.

Quadro 8.1 – Verificação da exigência de não colapso à flexão – Pilar 16 com Reforço

Pilar	Pisos	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]	A <sub>S,tot</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>S, Existente</sub> [cm <sup>2</sup> ]
16	4	-382,145	185,719	78,879	11,17	23,88
	3	-680,590	172,251	120,068	9,57	23,88
	2	-1005,970	323,308	123,398	35,10	36,20
	1	-1252,900	240,388	30,236	25,53	36,20

Esta técnica possui grandes vantagens, devido à simplicidade de execução, o que proporciona maiores garantias de qualidade dos trabalhos e não envolve custos demasiado elevados. Em contrapartida, origina elementos de maiores dimensões e a estrutura impõe um certo tempo até ser novamente carregada, uma vez que o novo betão precisa de endurecer e ganhar resistência. [Lopes, 2008]

Aconselha-se no reforço de uma estrutura que a superfície do betão seja preparada removendo as impurezas existentes, retirando o betão degradado e aumentando a sua rugosidade com o objectivo de melhorar a ligação entre o betão velho e o betão novo.

## 8.2 ESFORÇO TRANSVERSO

Para as secções dos três pilares que não respeitam as condições de resistência impostas pelo EC8, procede-se a um aconselhamento da armadura de esforço transversal a adicionar.



A colocação de armaduras exteriores é uma técnica utilizada quando existem deficiências nas armaduras existentes ou se pretende aumentar a resistência do elemento e se considera que as suas dimensões e a qualidade do betão são adequadas.

Quadro 8.2 – Armaduras de reforço ao esforço transversal obtidas através do EC8/EC2 para o módulo A

Pilar	Piso	$A_{sw/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw/s}$ por ramo [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura escolhida	Área de armadura escolhida [cm <sup>2</sup> /m]	Área de armadura existente [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura existente
16	2	6,37	2,68	Φ6//0,10	2,83	1,41	Φ6//0,19
	1	3,94	1,97	Φ6//0,10	2,83	1,41	Φ6//0,19
33	4	3,87	1,94	Φ6//0,10	2,83	1,41	Φ6//0,19
	3	4,90	2,45	Φ6//0,10	2,83	1,41	Φ6//0,19
	2	5,37	2,68	Φ6//0,10	2,83	1,41	Φ6//0,19
40	2	4,02	2,01	Φ6//0,075	3,77	1,88	Φ6//0,14
	1	5,24	2,62	Φ6//0,075	3,77	1,88	Φ6//0,14

Embora fosse possível em alguns casos colocar armaduras com menor área comparativamente à solução adoptada, foi seguido um critério que facilitasse o reforço da estrutura. Mantiveram-se os varões de 6 mm e diminuiu-se para metade o espaçamento entre armaduras transversais.

Nos casos em que se executa este tipo de reforço, é necessário picar o betão retirando o recobrimento do elemento.



## CAPÍTULO 9

---

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

As verificações efectuadas permitem concluir que o edifício foi bem dimensionado para cumprir as suas obrigações de resistência à acção sísmica de acordo com o regulamento utilizado no projecto (REBAP/RSA).

A análise comparativa entre as acções sísmicas prescritas no regulamento nacional em vigor e no regulamento europeu, efectuada no ponto 2 do capítulo 7, permite observar que a acção correspondente ao EC8 é a mais desfavorável para a estrutura estudada. Devido a este agravamento da acção sísmica, existem pilares no edifício que não respeitam as condições impostas pelo novo regulamento europeu.

O conhecimento da resposta das estruturas à acção sísmica progrediu consideravelmente desde a publicação do Regulamento de Segurança e Acções em 1983 até aos dias de hoje, alterando alguns princípios em que se baseava este regulamento. Como exemplo, considerava-se que os sismos não eram muito gravesos em solos brandos, o que vai contra o conhecimento que agora se possui sobre a influência dos solos na resposta da estrutura. Sabe-se agora que os solos mais brandos, que possuem frequências próprias mais baixas que os solos rijos, são mais gravesos para estruturas que tenham frequências baixas (a que correspondem as de maior altura, as mais flexíveis e as que têm mais massa) uma vez que este tipo de solo amplifica mais as vibrações nas frequências mais importantes da estrutura.

A adopção dos Eurocódigos para o dimensionamento de estruturas, nomeadamente do EC8, levará a que muitas estruturas em países situados em zonas sísmicas deixem de respeitar as condições impostas para a resistência a este tipo de acção. Embora na maioria dos casos este facto possa não ser um motivo de significativo alarme é recomendável que haja uma politica orientada no sentido de efectuar um reforço sísmico das construções mais fracas e dos edifícios de classes de importância III e IV, correspondentes a escolas, hospitais ou quartéis de bombeiros, edifícios cuja resistência sísmica é muito importante ou mesmo vital para a protecção civil.

O sistema estrutural do edifício analisado é constituído por pilares e lajes fungiformes, existindo vigas apenas em locais específicos. Este tipo de laje, importado dos países nórdicos onde existe um baixo índice de sismicidade, tem sido uma solução construtiva corrente nos edifícios de países europeus de elevada sismicidade, nomeadamente Portugal. No entanto, o EC8 não inclui regras claras para o projecto sísmo-resistente deste tipo de estruturas por considerar que o conhecimento da sua resposta à acção sísmica ainda não é suficientemente conhecido e entendido.

Actualmente são desenvolvidos estudos e ensaios com o objectivo de avaliar o comportamento sísmico de estruturas com lajes fungiformes. É conhecimento adquirido que o comportamento destas estruturas, quando sujeitas a acções sísmicas, apresenta deficiências significativas sobretudo na zona de ligação laje-pilar e no contorno das lajes. Este tipo de estruturas requer a adopção de medidas específicas para a sua concepção e dimensionamento sísmico, que podem passar pela combinação com outros sistemas estruturais, limitação de critérios como a forma e altura dos edifícios ou definição adequada da ductilidade local disponível. [Coelho, 2004]

Com a entrada em vigor do EC8, e se não existir, através do estudos desenvolvidos, uma clarificação quanto ao comportamento e aplicabilidade deste tipo de estruturas, a sua utilização com fins de resistência sísmica pode deixar de ser válida.

Os objectivos propostos para a dissertação crê-se que foram atingidos. Efectuou-se uma análise sísmica do edifício, verificando a correcção do dimensionamento efectuado através do regulamento em vigor à data do projecto e analisou-se o comportamento da estrutura quando actuada pela acção sísmica regulamentar do EC8. Propuseram-se métodos de reforço da estrutura para os casos em que se achou necessário.

O presente trabalho permitiu o contacto com os projectos do edifício, aprofundando as competências adquiridas neste âmbito ao longo do curso, da mesma forma, o contacto com um potente programa de cálculo automático como o ANSYS, contribuiu para um enriquecimento nuclear para um engenheiro de estruturas como é o conhecimento destas ferramentas de análise estrutural através de elementos finitos.

O dimensionamento sísmico de edifícios efectuado em empresas de projecto segue na maior parte das vezes o procedimento aqui utilizado, procedendo a uma análise dinâmica linear e afectando os resultados pelo coeficiente de comportamento. As análises não lineares ganham importância quando se pretende conhecer com maior pormenor, posteriormente ao seu dimensionamento, o desempenho sísmico da estrutura. Espera-se que surjam evoluções, integradas em regulamentos, que permitam a utilização destes processos no projecto de estruturas.

A análise e avaliação do comportamento sísmico de estruturas, aliadas a uma consciencialização da população para o fenómeno sísmico constituem o primeiro passo para a prevenção e minoração dos efeitos das acções sísmicas.



## REFERÊNCIAS

- Appleton, J. & Gomes, A. [1997], “Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores”, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) nº 41.
- ANSYS, Manual [2007], Release 11.0 Documentation for ANSYS, Swanson Analysis Systems IP, Inc.
- Bento, R. [2003], “Novos Métodos para Dimensionamento Sísmico de Estruturas”. Ciclo de Palestras em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico.
- Bowles, J. [2001], “Foundations Analysis and Design”, Paperback.
- Carvalho, E. Cansado [2007], “Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal”
- Chopra, A., K.[1995], “Dynamics of Structures – Theory and applications of earthquake engineering”, Prentice Hall.
- Coelho, E. [2004], “Comportamento Sísmico Experimental de Edifícios de Betão Armado com Lajes Fungiformes”. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Eurocode 8 [2004], Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Ref. Nº prEN 1998-1:2004 E, Brussels
- Eurocode 8 [2008], Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, NP EN 1998-1.
- Eurocode 2 [2004], Design of concrete structures– Part 1-1: General rule and rules for buildings, Ref. Nº prEN 1992-1-1:2004 E, Brussels
- Eurocode 0 [2001], Basis of Structural Design – Ref. Nº prEN 1990:2001 E, Brussels
- EMS-98 [1998], “European Macroseismic Scale 1998”, European Seismological Commission. Grünthal, G..

Lopes, H. [2007], “Comparação do Eurocódigo com o RSA/REBAP. Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado”, dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico.

Lopes, M. [2008], “Sismos e Edifícios”, Orion

RSA, [2006], “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, aprovado pelo Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio, INCM, Lisboa, Portugal



**ANEXOS**

---

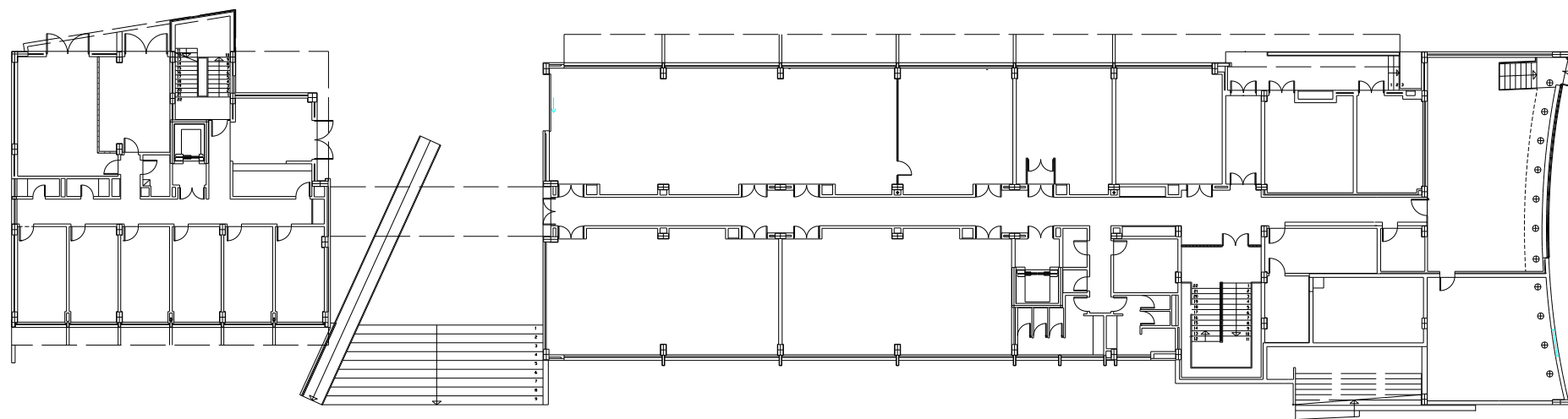


**ANEXO A**

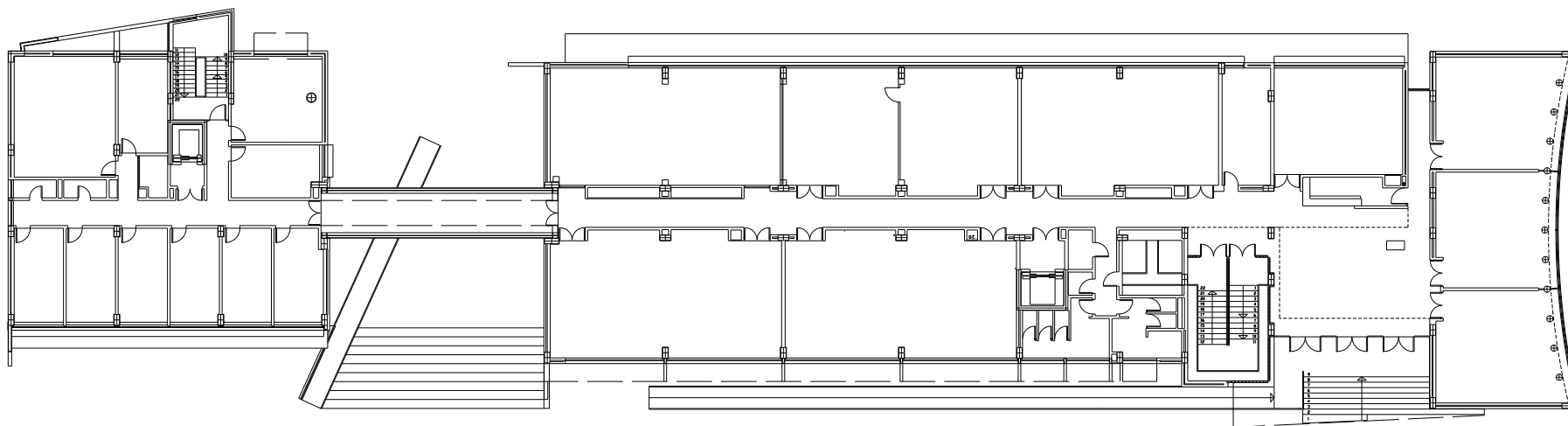
---

**PLANTAS DO EDIFÍCIO**

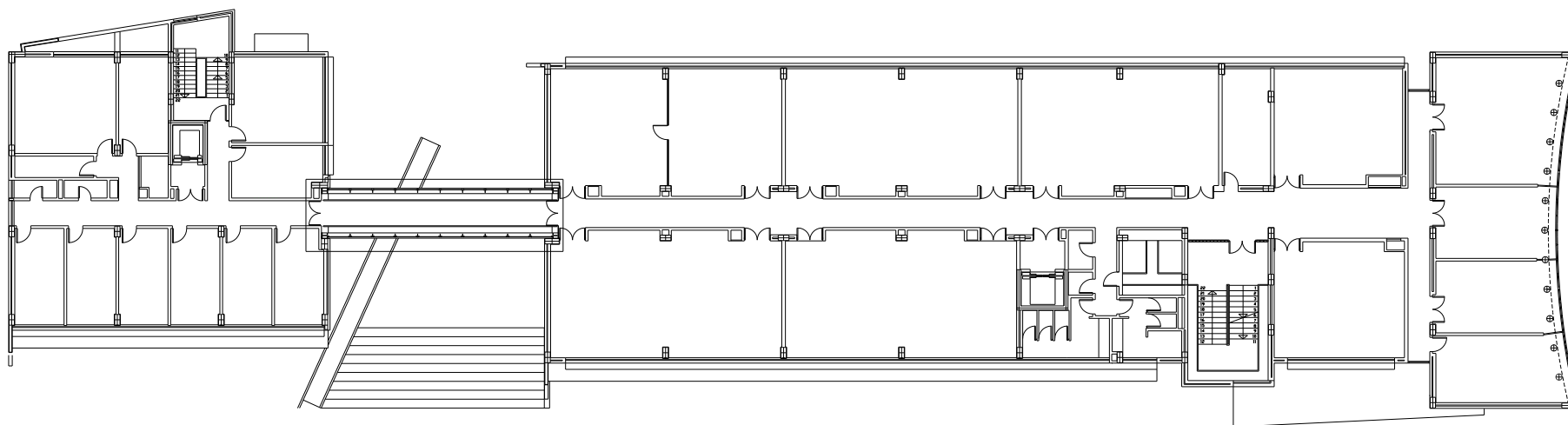




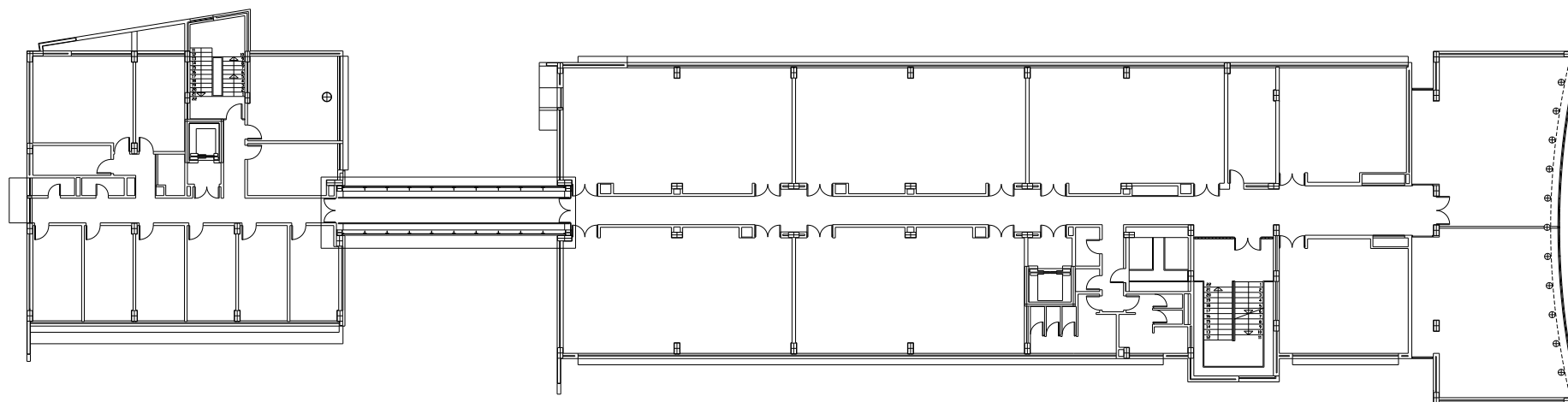
PLANTA DO PISO 1



PLANTA DO PISO 2



PLANTA DO PISO 3



PLANTA DO PISO 4

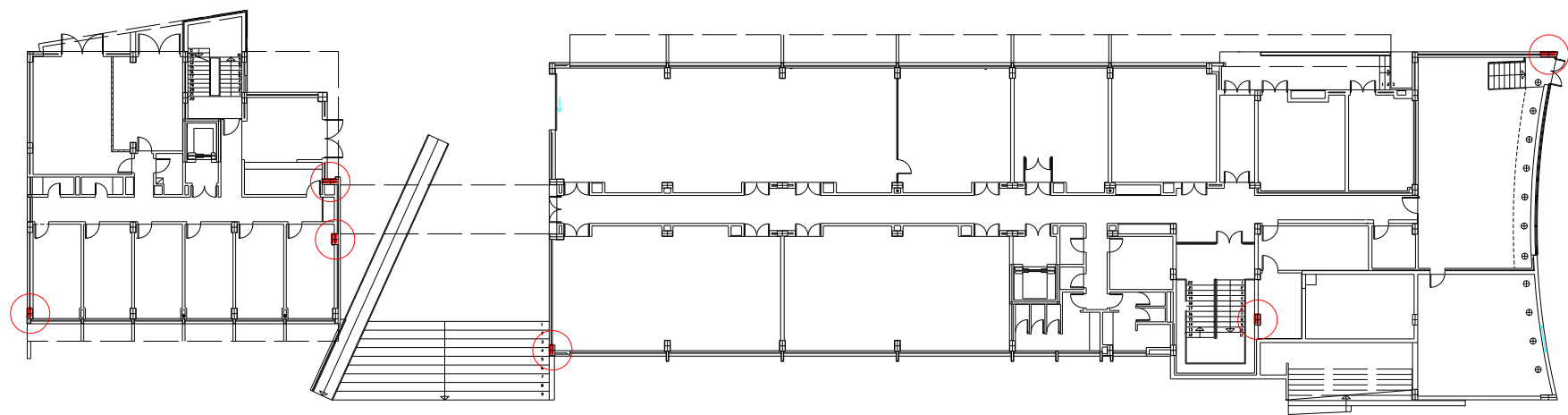


## **ANEXO B**

---

### **PILARES ANALISADOS**





PLANTA DO PISO 1



## **ANEXO C**

---

### **VIGAS ANALISADAS**



